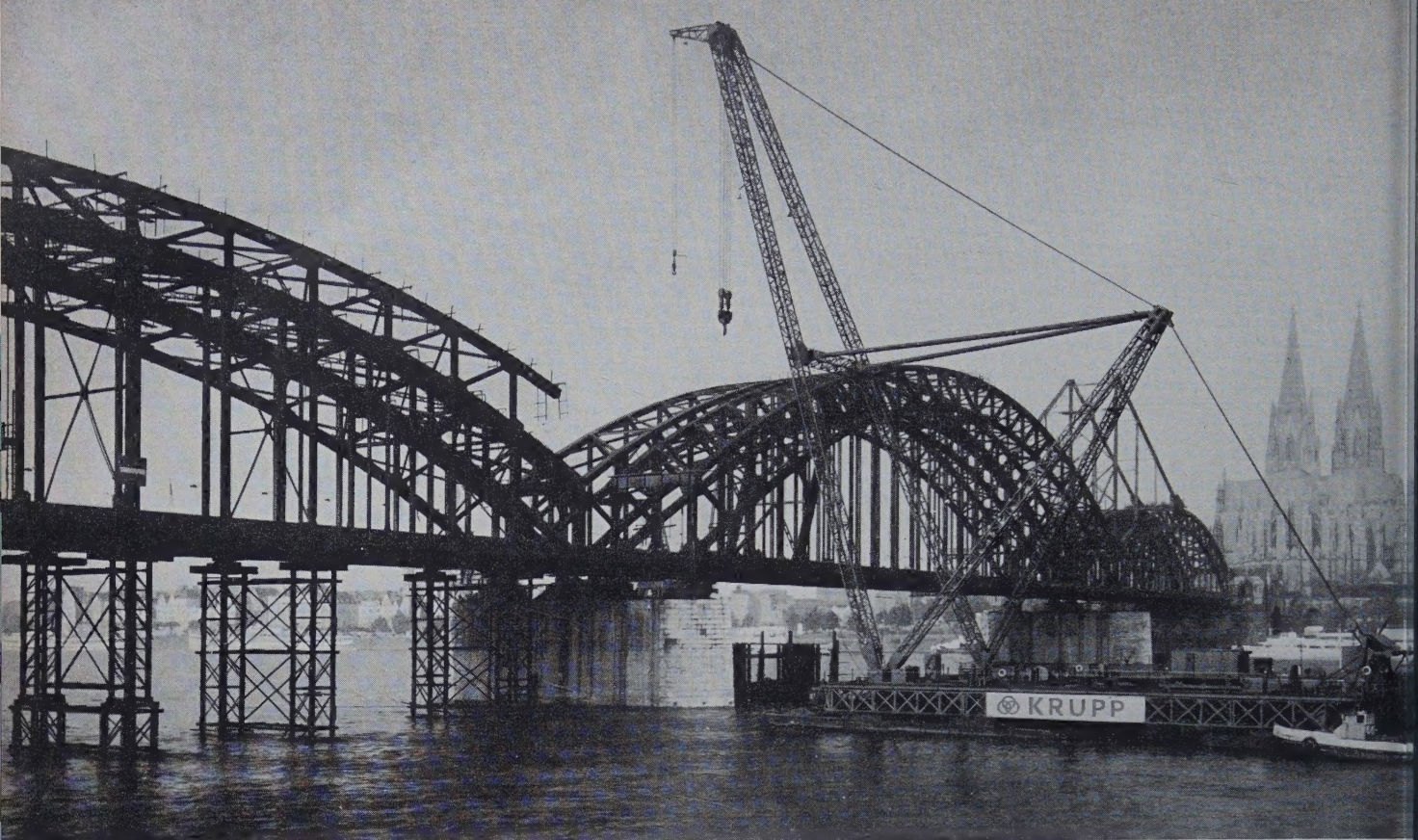


DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H.K. KLÖPPEL · DARMSTADT
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

Heft 10 — Oktober 1959



**Wiederherstellung der 2×2 gleisigen
Eisenbahnbrücke über den Rhein in Köln
(Hohenzollernbrücke)**

3 Öffnungen 119+168+123 m
Hauptträgerabstand 9,00 m bzw. 9,25 m
Einseitiger Fußweg $b=4,00$ m an der oberstromigen Brücke

Besondere Merkmale der neu erstellten Brücken

Gleis 1 und 2 offene Bauweise

Gleis 3 und 4 geschlossene Bauweise

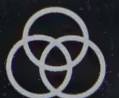
Fahrbahnabdeckung mit unmittelbarer
Schienenauflagerung (Gummipolster)

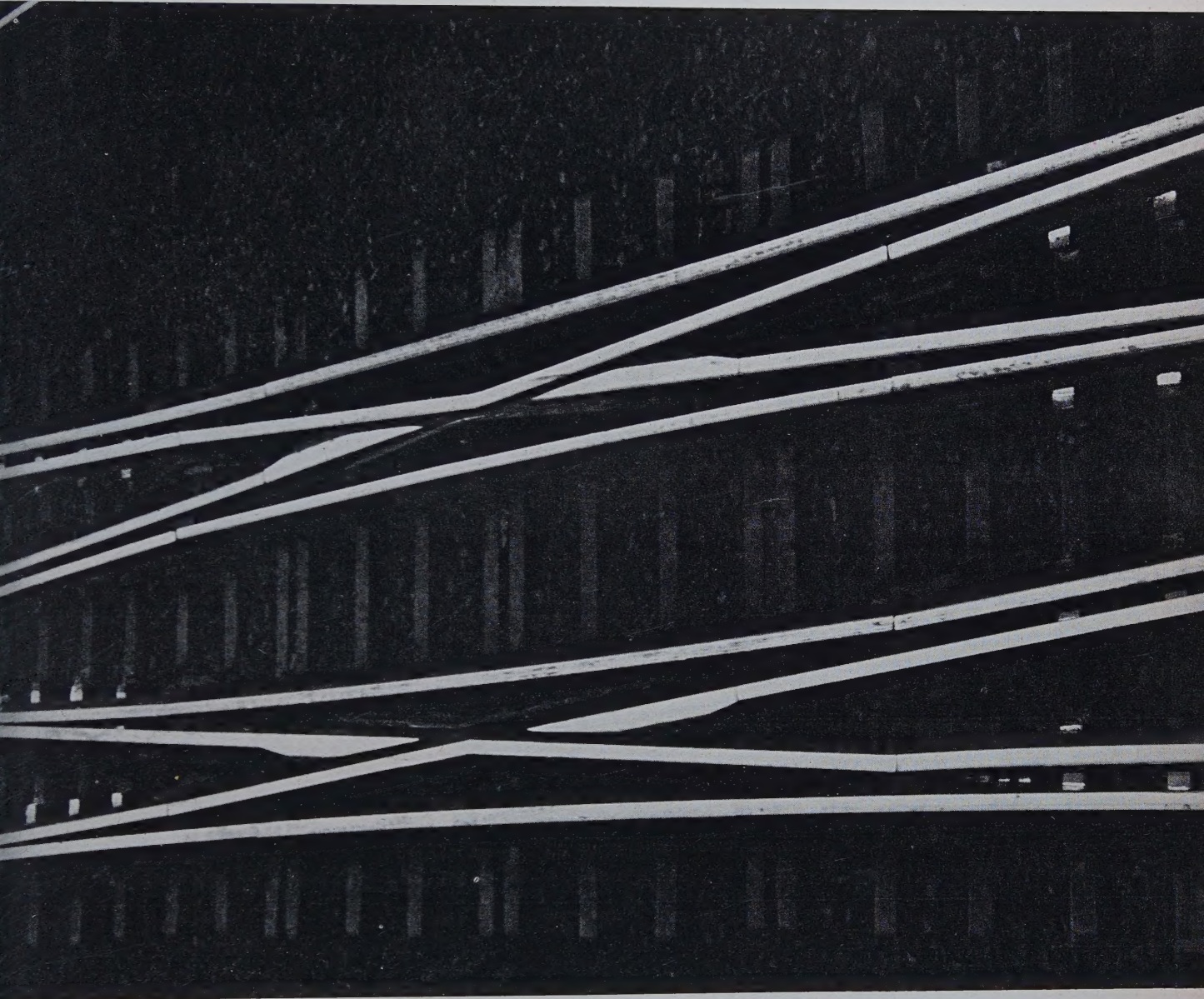
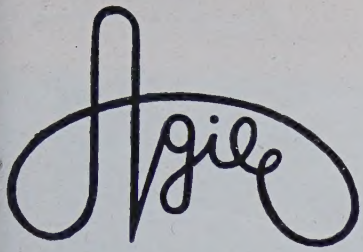
Techn. Bearbeitung, Federführung und Montage
Fried. Krupp Maschinen- und Stahlbau Rheinhausen,
Rheinhausen.

Lieferung in Arbeitsgemeinschaft.



FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN





stationen auf dem wege zur idealen schweißung

agil-elektroden

ein ausgereiftes programm guter schweißelektroden

AGIL SCHWEISSDRAHT DR. VAAS GMBH · DORTMUND · SPRINGORUMSTRASSE 140



Eisenbahnbrücke über das Nesenbachtal bei Stuttgart-Vaihingen
(Vollständig geschweißte stählerne Fachwerkbrücke mit orthotroper Platte)



J. Gollnow u. Sohn Karlsruhe

Stahlhoch- und Brückenbau, Behälter- und Kranbau, Stahlleichtbau



HÜTTE I

Theoretische Grundlagen

XXIV, 1668 Seiten, 1409 Bilder, 725 Tafeln
Ganzleinen DM 36,— Leder DM 45,60

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 7700 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE IV A

Elektrotechnik (Teil A) Starkstrom- und Lichttechnik

XX, 946 Seiten, 2104 Bilder, 205 Tafeln
Ganzleinen DM 39,— Leder DM 49,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 4000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE II A

Maschinenbau (Teil A)

XXVIII, 1292 Seiten, 2024 Bilder, 406 Tafeln
Ganzleinen DM 25,— Leder DM 34,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 3000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE V B

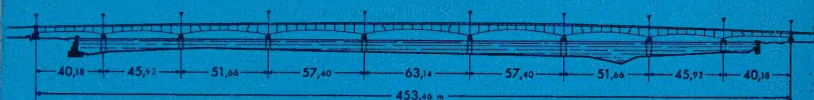
Verkehrstechnik (Teil B) und Vermessungstechnik

XVI, 588 Seiten, 634 Bilder, 116 Tafeln
Ganzleinen DM 56,— Leder DM 64,20

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 2000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN



**STRASSENBRÜCKE ÜBER DEN TIGRIS
AM SUDTOR IN BAGDAD (IRAK)**

Neue Benennung: QUEEN ALIYAH-BRIDGE

Hauptträger: Genietete Vollwand-Voutenträger im
Gerber-System

Querträger: Geschw. Vollwandträger

Stahlbetonfahrbahnplatte im Verbund mit Haupt-
und Querträgern

Montage im Freivorbau von einer Seite

Breite zwischen den Geländen $3,05 + 12,20 + 3,05 =$
18,30 m

M·A·N

BRÜCKENBAU

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG



Kjellberg-Esab-Schweißautomat

für Netzmanteldraht und Unterpulver-Schweißung

Kjellberg-Esab GMBH



SOLINGEN

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf,
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

8. Jahrgang Berlin, Oktober 1959 Heft 10

Inhalt

Seite

- chau, Rudolf, Bundesbahndirektor Dipl.-Ing., u. Lüttges,
Rudolf, Köln: Hohenzollernbrücke Köln — Wieder-
herstellung des 3. und 4. Gleises 261
- Goder, W., Dr.-Ing., Koblenz: Beitrag zur praktischen
Berechnung von Rahmentragwerken nach der Stabili-
tätsvorschrift DIN 4114 265
- Giehrach, U., Bundesbahnoberrat, Stuttgart: Der Nesen-
bachviadukt bei Stuttgart-Vaihingen — Eine stäh-
lerne Fachwerkbrücke mit eingeschweißten Füllstäben 275
- Kapucuoglu, R., Dipl.-Ing., Ankara: Lösung unsymme-
trisch räumlicher Stabsysteme nach dem Form-
änderungsverfahren insbesondere unter Verwen-
dung kinematischer Ketten für die virtuellen Ver-
schiebungszustände (Schluß aus Heft 9/1959) 280

Verschiedenes:

- Lacher, G., Dipl.-Ing., Darmstadt: Fachwerkbrücke mit
geklebten Anschlüssen in England 287
- Bücherschau 288

Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft
3,— DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahl-
bar. Bestellungen nimmt jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder
der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen
einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten

- für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,
für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,
Basel, Schützenmattstraße 43,
für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino
Capponi 26,
für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd.,
London W 1, 4/5 Fitzroy Square.

AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Schweißfachlehrgänge nach DVS-Richtlinien

Der Deutsche Verband für Schweißtechnik e. V. (DVS) wei-
die Anfangstermine folgender Lehrgänge im 2. Halbjahr 1959:
(T = Tages-, A = Abendlehrgang):

Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt	Schweißfachingenieur nach DIN 4100	Schweißfachma- nach DIN 4100
Berlin-Friedenau, Bennigsenstraße 25, Tel. 83 41 85	—	5. Okt.
Duisburg, Bismarckstraße 85, Tel. 3 52 55/56	21. Sept. T 16. Nov. A	2. Nov.
Hamburg, Berliner Tor 21, Tel. 24 80 71/371	5. Okt. T 16. Nov. A	—
Hannover-Linden, Bauweg 1, Tel. 4 00 76	12. Okt. T	23. Nov.
Mannheim, Windeckstraße 104/106, Tel. 4 61 20	2. Nov. T	5. Okt.
Stuttgart, Kanzleistraße 19, Tel. 9 92 41	Herbst T	Herbst

Ferner Richtlinienlehrgänge für A- und E-Schweißer (je 22 u. Prüfg.), Ausbildung und Prüfung für Stahlbauschweißer, schweißer, Kesselschweißer, Druckgefäßschweißer, Schweißschweißer, Kfz-Schweißer, NE-Metallschweißer, Brennschweiß-
Lehrlinge, Schweißkonstruktion (Beginn 23. 11. in Duisburg), Sonderausbildung, Schweißtechn. Beratung

Einzelheiten auf Anfrage durch die Lehranstalten und die Hauptgeschäftsstelle, Düsseldorf, Tel. 2 74 44.

Richtlinienlehrgänge laufend auch in über 100 DVS-Kursen im gesamten Bundesgebiet.

Schweißkonstrukteur-Grundlehrgang

Vom 23. 11. bis 5. 12. 1959 führt die Schweißtechni-
Lehr- und Versuchsanstalt Duisburg des D-
schen Verbandes für Schweißtechnik e. V.
wiederum einen Tageslehrgang für techn. Zeichner und Kon-
strukteure durch.

Er umfaßt in 88 Std. folgende Vorträge und Übungen:

1. Werkstofffragen für den Konstrukteur,
2. Übersicht über die Schweißverfahren,
3. Statik und Festigkeitslehre,
4. Schweißgerechtes Konstruieren,
5. Metallographie und Werkstoffprüfung,
6. Nahtvorbereitung und Schweißplan.

Bei erfolgreicher Teilnahme wird ein Zeugnis ausgestellt.
Anmeldungen über Zulassung und Gebühren erteilt die SLV D-
uisburg, Bismarckstr. 85, Telefon 3 52 55 / 56

FUR
**STUDIUM
UND
PRAXIS**

HUTTE-TASCHENBUCHER

BETON- UND STAHLBETONBAU · STAHLBAU
BAUTECHNIK · STATIK · STRASSENBAU
BRÜCKENBAU · WASSERBAU · HOLZBAU
MASCHINENBAU · ELEKTROTECHNIK
FACHZEITSCHRIFTEN



VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule
Fernsprecher: Darmstadt 85 26 39

28. Jahrgang

BERLIN, Oktober 1959

Heft 10

Hohenzollernbrücke Köln — Wiederherstellung des 3. und 4. Gleises

Von Bundesbahndirektor Dipl.-Ing. Rudolf Schau und Dipl.-Ing. Rudolf Lüttges, Köln

DK 624.65 : 624.32

Ende 1952 stand der oberstrom liegende Brückenzug mit dem 1/2. Gleis der kriegszerstörten, viergleisigen Hohenzollernbrücke in einem mehrjährigen Behelfszustand in endgültiger Bauweise wieder zur Verfügung [1] (Bild 1). Man hat versucht, die Wiederherstellung der Viergleisigkeit dieses ältesten und bedeutendsten Eisenbahn-Rheinüberganges wegen des damit verbundenen hohen Aufwandes auf längere Sicht hinauszuzögern, und hat den zwei-

1.2 Befund und Probleme

Dieser Überbau war im März 1945 bei der Sprengung der Strompfeiler wie die übrigen Seitenbögen aller Brückenzüge mit seinem wasserseitigen Ende in den Rhein abgestürzt. Er hatte in dieser Lage die schweren Räumungssprengungen der Besatzungstruppen an den die Schifffahrt sperrenden Mittelbögen über sich ergehen lassen müssen, war anschließend unter Einsatz besonderer Hub-

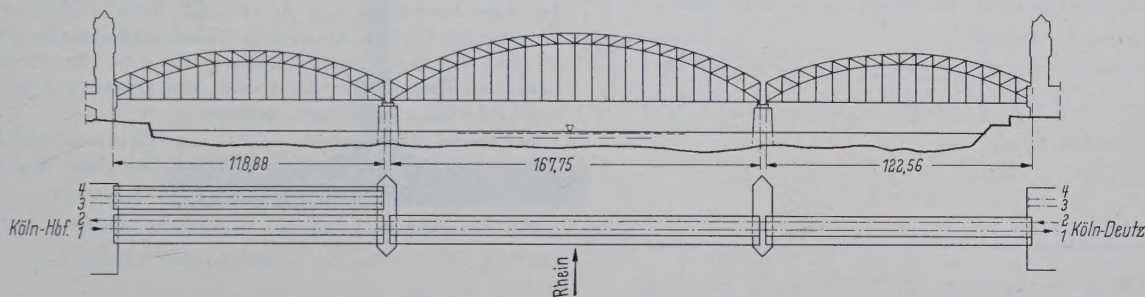


Bild 1. Zweigleisig wiederhergestellte Hohenzollernbrücke (Zustand Ende 1952)

gleisigen Engpaß durch betriebliche Maßnahmen und moderne technische Einrichtungen — Gleisbildstellwerk, Selbstblocksignale, Verdichtung der Blockabschnitte — hochleistungsfähig gemacht. Die Bedeutung dieses Überganges für den internationalen Verkehr, die Ausnutzung der Anschlußmöglichkeiten im Kölner Hauptbahnhof und die immer noch steigende Anzahl der diesen Engpaß passierenden Züge, dessen Leistungsfähigkeit aber in den Flutstunden erschöpft war, zwang jedoch dazu, das fehlende 3./4. Gleis schon früher wiederherzustellen, und zwar im Zusammenhang mit dem zum Fahrplanwechsel Juni 1959 geplanten Zusammenschluß der elektrifizierten Bundesbahnnetze Nord- und Süddeutschlands.

Der 1955 erteilte Bauauftrag für den 2. Brückenzug löste folgende interessante Aufgaben auf dem Gebiet des Stahlbaues aus:

- I. die Verwendung des erhalten gebliebenen linksrheinischen Seitenbogens,
- II. den Neubau der nicht mehr vorhandenen beiden Bogenträger über der Mittel- und rechtsrheinischen Seitenöffnung.

Wesentliche Tiefbauarbeiten fielen nicht an, da bei der endgültigen Wiederherstellung des Brückenzuges Gleis 1/2 die beiden zerstörten Strompfeiler 1951 vorwiegend schon für vier Gleise ausgeführt worden waren.

Teil I. Verwendung des alten linksrheinischen Überbaues

Allgemeines

1 Hauptdaten des Überbaues (Bild 2)

Stützweite	$16 \cdot 7,43 = 118,88$	m
Systemhöhe über den Auflagern	$= 8,525$	m
Systemhöhe im Scheitel	$3,80 + 17,20 = 21,00$	m
Hauptträgerabstand	$= 9,00$	m
Gleisabstand	$= 3,50$	m

Der ursprünglich für den Lastenzug A (größter Achsdruck 17 t) bemessene Überbau wurde 1932/35 auf Lastenzug E (größter Achsdruck 20 t) verstärkt.

konstruktionen gehoben [2] und 1951 auf den wiederhergestellten Strompfeiler zur späteren Verwendung abgesetzt worden. Es war offensichtlich, daß infolge dieser außergewöhnlichen Beanspruchungen einzelne Bauglieder mehr oder weniger große Deformationen erfahren hatten.

Die überraschende Beobachtung, daß 1951 beim Freivorbau des neuen Mittelbogens Gleis 1/2 in der Achse des Brückenzuges 3./4. Gleis, bei dem der linksrheinische Seitenbogen als Gegengewicht diente, sich dessen Oberstrom-Auflager vom Landwiderlager abhob, als rechnerisch noch ein Auflagerdruck von 170 t hätte vor-

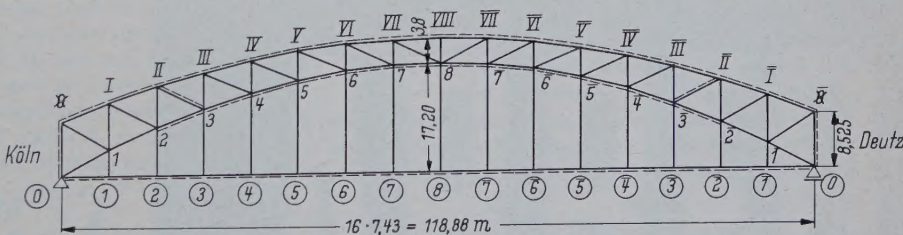


Bild 2. System des linksrheinischen Überbaues

handen sein müssen, gab einen weiteren Hinweis auf den erheblichen Grad der Verwindung dieses Bogenträgers.

Eine genaue vermessungstechnische Aufnahme stellte bei den waagerechten Abweichungen der Systemachsen der Zugbänder, Ober- und Untergurte von der Verbindungslinie der Auflagerpunkte sowie bei den lotrechten Verbiegungen der Zugbänder, Längs- und Querräger folgende größte Verformungen fest:

waagerecht (Bild 3):

Obergurt	110 mm nach unterstrom,
Untergurt	90 mm nach unterstrom,
Zugband	34 mm nach oberstrom,
Portal auf Pfeiler	67 mm nach oberstrom,
Portal auf Widerlager	38 mm nach unterstrom;

Iotrecht (Bild 4):

Zugband Pkt (2) unterstrom 66 mm.

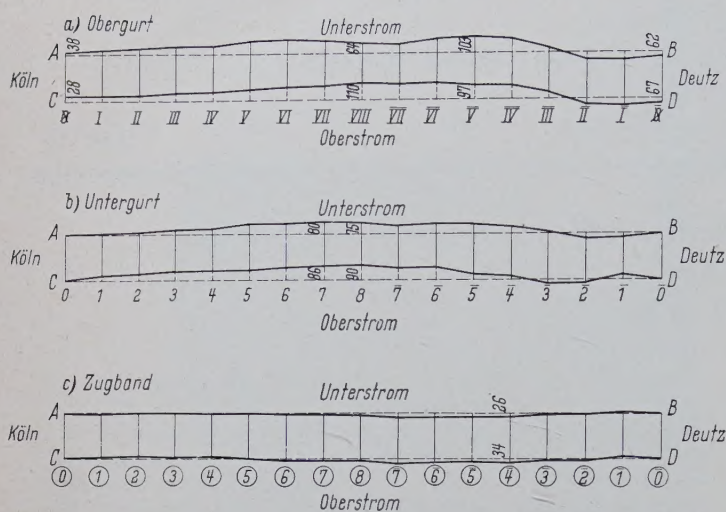


Bild 3. Waagerechte Abweichungen der Systemachsen von der Verbindungslinie 0-0

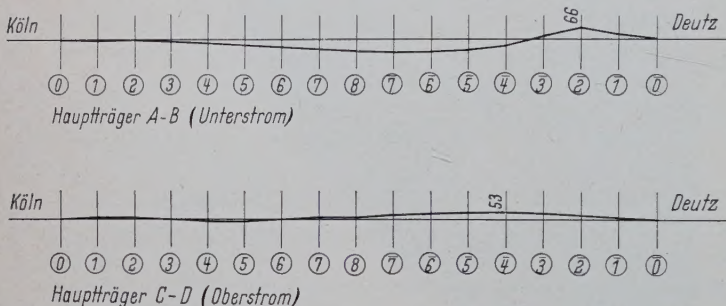


Bild 4. Lotrechte Abweichungen der Zugbänder von der Verbindungslinie 0-0

Angesichts dieses Ausmaßes der Verformungen, die sich als relativ größer herausstellten als die des ebenfalls wiederverwendeten und bereits im Betrieb befindlichen, benachbarten Bogenträgers Gleis 1/2 entstand eine Unsicherheit in der Beurteilung des derzeitigen Spannungszustandes des Tragwerks. Ebenso traten Bedenken auf, ob dem aus dem Jahre 1911 stammenden und für den heute anzuwendenden Lastenzug S (1950) an einzelnen Stellen überbeanspruchten Werkstoff die höheren Spannungen für die übliche Lebensdauer zugemutet werden können.

Es war daher zu klären,

1. auf welchem Wege die Ungleichheit der Auflagerdrücke und die daraus entstandenen Torsionsspannungen im Überbau möglichst weitgehend zu beseitigen seien,
2. ob die Vorbeanspruchungen und Verformungen einen Einfluß auf die Eigenschaften des Werkstoffes gehabt haben,
3. in welchem Umfange eine Verstärkung für Lastenzug S (1950) erforderlich ist.

2. Maßnahmen zur Verwendung des Überbaues

2.1 Ausgleich der Auflagerdrücke

Zur Feststellung der wirklichen Größen der Auflagerdrücke wurde der Überbau unter Anheben in den Punkten (0) über dem Strompfeiler abgewogen.

Die Hebung beider Auflager auf dem Strompfeiler mit je zwei 400 t-Pressen um ein genau gleiches Maß von 10 mm ergab als Mittelwerte aus mehrmaligen Hüben am

Auflager oberstrom	595 t
Auflager unterstrom	170 t
Zusammen	765 t

Im zweiten Arbeitsgang wurde mit gekoppelten Pressen Gleichheit der Auflagerdrücke hergestellt. Bis das stärker belastete Auflager oberstrom lastfrei wurde, hatte sich das unterstrom gelegene Auflager um rd. 100 mm gehoben. An mehreren Stäben vom Bundes-

bahn-Zentralamt München vorgenommene Spannungsmessungen bestätigten den antisymmetrischen Verformungszustand.

Eine an sich erstrebenswerte, vollständige Beseitigung aller Torsions- und anderer räumlicher Zwangsspannungen hätte sich nur durch vollständiges Lösen der beiden Windverbände in der Ober- und Untergurtebene erreichen lassen. Mit Rücksicht auf die Schwierigkeiten und die Unsicherheit der Durchführung dieser umfangreichen Arbeiten (Abstützen der durchweg gedrückten Hauptträgergurte, Lösen aller Anschlußpunkte der beiden Verbände, Erneuerung einer Vielzahl von Windverbandsknotenblechen und u. U. Richten der Hauptträger) wurde von dieser sehr kostspieligen Maßnahme abgesehen.

Es konnte daher nur angestrebt werden, die ungleichen Auflagerdrücke aus Eigengewicht ihren Sollwerten möglichst zu nähern. Die dann noch vorhandenen Zwangsspannungen müssen in Kauf genommen werden.

Die Hebung des Unterstrom-Auflagers auf dem Pfeiler um 100 mm, die sich der bereits nach stromauf vorhandenen Schrägstellung des Portals von 67 mm noch überlagert hätte, kam aus ästhetischen Gründen (Schrägstellung zum Portal des neuen Mittelbogens zu auffällig) und wegen der Forderung, daß beide Gleise wegen des anschließenden Mittelbogens mit Flachblechfahrbahn auf gleicher Höhe liegen müssen, nicht in Frage. Wollte man den vollen Ausgleich auf dem Landwiderlager herstellen, würde auch hier die Schrägstellung des Portals, das bereits 38 mm nach unterstrom geneigt ist zu stark. Als Kompromiß-Lösung wurde daher das stromab gelegene Lager auf dem Pfeiler um 40 mm, das stromauf gelegene auf dem Landwiderlager um 50 mm gehoben.

Bei diesem Teilausgleich wurden am Oberstrom-Auflager auf dem Pfeiler und am Unterstrom-Auflager auf dem Widerlager 415 t an den beiden anderen Auflagern 350 t gemessen.

Die Abweichungen von den Sollwerten $\frac{1}{2} \cdot 765 = 382,5$ t betragen somit $\pm 32,5$ t = rd. 8,5 % und wurden zugelassen.

2.2 Einfluß von Vorbeanspruchungen und Verformungen auf die Eigenschaften des Werkstoffes

Zur Klärung der Frage, ob der Stahl durch die über 30jährige Betriebsbelastung und die mehrfachen kriegsbedingten, außer gewöhnlichen Beanspruchungen nachteilig beeinflußt worden ist, wurden die kritischen Teile einer gründlichen Prüfung unterzogen.

2.2.1 Beurteilung der Werkstoffeigenschaften an Hand von Proben

Die größte Verformung hatte das Zugband im Punkt (2) unterstrom erlitten. An dieser Stelle wurden je ein Stück Winkel 160 · 160 · 17, Lamelle 400 · 21 und Stegblech 580 · 17 entnommen. Von diesen Proben wurden durch das Bundesbahn-Zentralamt Mindestchemische Analysen und Schlibbilder gefertigt sowie die mechanischen Güterwerte und die Kerbzähigkeiten festgestellt. Außerdem wurden an Proben aus dem Stegblech 580 · 17 die Dauerfestigkeiten durch das Materialprüfamt für Maschinenbau der Technischen Hochschule München, Institut Prof. Dr.-Ing. Wintergerst, ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tafel 1 zusammengestellt.

Die Werkstoffe entsprechen einem guten unruhigten Stahl St 37.

Die Schlibbilder zeigten in der Mittelzone Zeilen-, in der Randzone gleichmäßiges Gefüge, in dem der Kohlenstoff als Perlit an den Korngrenzen gleichmäßig verteilt ist. An der Form der Korngrenzen sind keine Verschiebungen erkennbar, die auf eine frühere Kaltverformung schließen lassen.

Die Kerbschlagversuche wurden im Anlieferungszustand bei $+20^\circ\text{C}$ durchgeführt. Von einer künstlichen Alterung wurde abgesehen, weil nach einer Benutzungsdauer des Überbaues von über 30 Jahren und durch seine außergewöhnlichen Beanspruchungen bereits mit einer natürlichen Alterung gerechnet werden kann. Bei dem Stegblech wurde außerdem die Kerbzähigkeit bei 0° und -20°C festgestellt. Diese lassen erkennen, daß der Baustahl nur wenig gealtert ist und daher auch künftig wenig altern wird.

Die Dauerfestigkeitsversuche wurden an Stäben mit Walzhausen vorgenommen, um alle inneren und äußeren Kerbwirkungen einzuschließen. Die bei $\alpha = -1,0$, $-0,5$ und $+0,5$ ermittelten Dauerfestigkeiten lagen etwa 3 bis 4 kg/mm² niedriger als es gewöhnlich

IPE

EUROPÄISCHE LEICHTTRÄGER

liefert

ARBED

WERK BELVAL · LUXEMBURG

Lieferprogramm für die Doppel-T-Träger IPE 8 bis 60 von
Werk ARBED-BELVAL Luxemburg

IPE 8 und 10

IPE 18, 20, 22

IPE 12, 14, 16

Anfang 1960:

IPE 24 bis 60

VERKAUF:

ARTEWEK

Handelsgesellschaft für Berg- und Hütten-Erzeugnisse m.b.H.



KÖLN, Subbelrather Straße 13

Postschließfach Köln 1, Nr. 24 · Telefon: 58321

Fernschreiber: 8-882821 · Telegramm-Adresse: Artewek Köln

Zweigniederlassungen:

SAARBRÜCKEN-5, Hochstraße

Postschließfach 122 · Telefon: 41941 · Fernschreiber: 04-4425

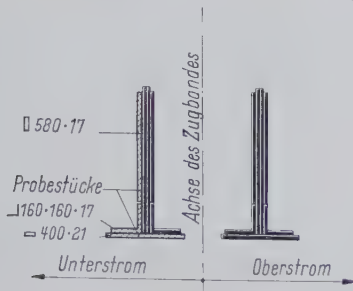
und 04-4426 · Telegramm-Adresse: Artewek Saarbrücken

STUTTGART-N, Hospitalplatz 17-19

Postschließfach 548 · Telefon: 296151

Fernschreiber: 07-23617 · Telegramm-Adr.: Artewek Stuttgart

Tafel 1. Werkstoffprüfungen des Zugbandes Punkt ② unterstrom



a) Chemische Analyse des fertigen Werkstückes in %

Bauteil	C	Si	Mn	P	S	P + S	Cu	N	Bemerkungen
Th	0,192			0,126	0,084	0,182			Technische Lieferbedingung. 918 02
Stwerte SM	0,240			0,070	0,084	0,110			
Winkel 160·160·17	0,155	Sp	0,58	0,033	0,055	0,088	0,075	0,0068	unberuhigt. St 37, etwa SM-Güte
Lamelle 400·21	0,065	Sp	0,39	0,020	0,040	0,060	0,130	0,0062	unberuhigt. St 37, etwa SM-Güte
Stegblech 580·17	0,050	Sp	0,45	0,030	0,040	0,070	nicht festgestellt	0,0100	unberuhigt. St 37, etwa SM-Güte

b) Mechanische Kennwerte am kurzen Proportionalstab

Bauteil	Streckgrenze σ_S kg/mm ²	Zugfestigkeit σ_B kg/mm ²	Dehnung δ_5 %	Bemerkungen
Sollwerte	[~24,0]*	37·45	25	Technische Lieferbedingungen 918 02
Winkel 160·160·17	28,0	45,4	27,2	
Lamelle 400·21	22,7	33,4	37,5	Sollwert σ_S und σ_B nicht erreicht
Stegblech 580·17	25,5	37,8	36,0	

vergl. BE Übersicht 40.1a

c) Kerbzähigkeit bei +20° Prüftemperatur

Bauteil	Werkstoff im Anlieferungszustand mkg/cm ²	Werkstoff gealtert 10% Stauchung, 1/2 Stunde Anlassen bei 250° C mkg/cm ²	Bemerkungen
Winkel 160·160·17	7,7	0,6	
Lamelle 400·21	7,7	0,7	
Stegblech 580·17	14,5	(10,2)	(...) = Werkstoff im Anlieferungszustand Prüftemperatur -20°

d) Dauerfestigkeitswerte

Bauteil	σ_{-1}	$\sigma_{-0,5}$	$\sigma_{-0,5}$
Winkel 160·160·17			nicht ermittelt
Lamelle 400·21			nicht ermittelt
Stegblech 580·17	13	16,5	33,0

Bei Baustählen aus der heutigen Produktion der Fall ist. Für das Zugband des Überbaues auftretende Spannungsverhältnis $\sigma_D = +0,42$ beträgt nach Interpolation σ_D rd. 31 kg/mm². In diesem Bereich kann demnach der Werkstoff mit den z. Z. zulässigen Beanspruchungen unbedenklich beansprucht werden.

2.22 Zerstörungsfreie Werkstoffprüfung am Überbau

Neben der metallurgischen und mechanischen Werkstoffprüfung wurden alle zweifelhaften Stellen des Überbaues — insgesamt 286 — durch einen Prüfrupp des Bundesbahn-Zentralamtes Minden magnetisch durchflutet [3]. Diese Untersuchungen erstreckten sich auf die stark verformten Bereiche 0 — 3 und auf alle Schadstellen in Zugstäben oder Zugbereichen von Biegeträgern.

Im nicht beschädigten Werkstoff wurden keine Risse festgestellt. Dagegen gingen von 44 Durchschlagstellen mit dem Auge nicht erkennbare Risse bis zu 50 mm Länge aus, die bei der Deckung dieser Schadstellen berücksichtigt werden mußten.

2.23 Zusammenfassung

Die unter 2.21 und 2.22 dargelegten Untersuchungen, die sich auf drei, in verschiedenen Höhen des Zugbandes liegende Querschnittsteile im stärkst verformten Bereich erstreckten, ergaben keine Anhaltspunkte für eine nachteilige Beeinflussung durch die bisherigen Beanspruchungen. Da der niedrigste Streckgrenzenwert $\sigma_S = 22,7$ kg/mm² beträgt, wurde die zulässige Beanspruchung für das Zugband im Verhältnis dieses Wertes zu der den zulässigen Beanspruchungen in BE, Übersicht 40.1a, zu Grunde liegenden Streckgrenze $\sigma_S = 24$ kg/mm² auf

$$\text{zul } \sigma_z = + \frac{22,7}{24,0} \cdot 1600 = \text{rd. } 1510 \text{ kg/cm}^2 \text{ ermäßigt.}$$

Dieser Wert liegt noch über der rechnerischen Höchstbeanspruchung im Zugband für Lastenzug S (1950) $\max \sigma = +1430$ kg/cm², so daß hier keine besonderen Maßnahmen erforderlich wurden.

2.3 Verstärkung für Lastenzug S (1950)

2.31 Festlegung des Schwingbeiwertes

Nach BE Übersicht 7.1 würde für den zweigleisigen Überbau mit $l = 118,88$ m bei einer „maßgebenden Länge“ $l_p = 2 \cdot 118,88 = 237,76$ m der für $l \geq 150$ m angegebene Schwingbeiwert $\varphi = 1,20$ in Frage kommen. Nachdem bereits an anderen zweigleisigen Überbauten großer Stützweiten eingehende Messungen der Schwingbeiwerte kleinere Werte als $\varphi = 1,20$ gezeigt hatten, wurden auch für die Hohenzollernbrücke die wirklichen Schwingbeiwerte durch das Bundesbahn-Zentralamt München festgestellt. Hierzu boten sich die Überbauten des 1./2. Gleises an.

Die Messungen wurden unter besonderen Belastungslokomotiven (2×2 und 2×3 Loks mit je rd. 180 t) und unter den Zügen des Regelbetriebes während der Dauer von 2×8 Stunden vorgenommen. Die Schwingbeiwerte blieben für die Hauptträger einschließlich Zugband in jedem Fall bei den höchsten, unter den Betriebslasten erreichten Belastungsgraden von $\lambda_{(s)} \sim 0,50$ und bei den aus örtlichen Gründen möglichen Geschwindigkeiten $V = 50$ km/h unter dem Wert $\varphi = 1,10$. Resonanzerscheinungen sind — besonders bei gleichzeitigen Fahrten in beiden Gleisen, die ja die größten statischen Belastungen ergeben — geringfügig und werden durch den Schwingbeiwert mit abgedeckt. Da die Schwingbeiwerte mit dem Anwachsen des Belastungsgrades erfahrungsgemäß sinken, wird bis zur zulässigen Vollbelastung ein Schwingbeiwert $\varphi \sim 1,05$ für Hauptträger und Zugband zu erwarten sein.

Demgemäß wurde der Schwingbeiwert für die Hauptträger einschließlich Zugband zu $\varphi = 1,10$ festgesetzt. Dieser Wert enthält immer noch eine gewisse Reserve.

Nach den in gleicher Weise für Fahrbahn und Hänger durchgeführten Messungen wurden im vorliegenden Fall angesetzt:

für Quer- und Längsträger an den Fahrbahnenenden und -unterbrechungen $\varphi = 1,44$ und 1,46,

für alle anderen Fahrbahnträger und für die Hänger $\varphi = 1,20$ (gegenüber $\varphi_{BE} = 1,44$ und 1,46).

2.32 Umfang der Überbeanspruchungen

Die Nachrechnung des Hauptträgers einschließlich Zugband des linksrheinischen Überbaues für Lastenzug S (1950) mit dem Schwingbeiwert $\varphi = 1,10$ ergab Überbeanspruchungen in den auf Bild 5 dargestellten Diagonalen und Gurtstäben. Dabei handelte es sich bei den Diagonalen um Stäbe im Wechselbereich, bei den Gurtstäben um solche im Druckschwellbereich. Während in den Diagonalen D_{VII-8} die Überbeanspruchung 30,5 % beträgt, sind die prozentualen Übersicherungen in den übrigen Stäben kleiner oder gleich 10 %. Wenn auch nach den „Vorläufigen Richtlinien und Er-

Stufe 1 mit $1,00 \cdot \sigma$ umfaßt nur 950 Lastspiele = 0,0045 %
Stufe 2 mit $0,91 \cdot \sigma$ umfaßt nur 9 500 Lastspiele = 0,0445 %
Stufe 3 mit $0,64 \cdot \sigma$ umfaßt nur 17 100 Lastspiele = 0,0803 %
Bei allen anderen Lastspielen (rd. 99,87 %) liegen die Beanspruchungen unter 64 % des Höchstwertes.

3322 Erhöhung der Betriebsfestigkeit gegenüber der Dauerfestigkeit

Wenn auch die in 2.331 beschriebenen Versuche gezeigt hatten, daß durch die bisherigen Betriebsbeanspruchungen die Dauerfestigkeit des Werkstoffes nicht beeinflußt worden war, so erschien es doch geboten, die Versuche mit bisher nicht beanspruchtem Material zu fahren. Zu Grunde gelegt wurden daher Probestäbe aus Zugbandhotten, nachdem chemische Analysen, mechanische Güteprüfungen, Scherschlagversuche und Schlifffbilder hatten erkennen lassen, daß der Werkstoff der Zugbandschotte dem der Diagonalen D_{VII-8} nahezu gleichwertig ist und somit die Versuchsergebnisse der Zugbandhotten mit hinreichender Berechtigung der Beurteilung der Tragfähigkeiten der Diagonalen zu Grunde gelegt werden können.

Die Dauerfestigkeitsversuche mit gelochten Stäben ergaben für $\kappa = -1$ ohne Bruch

$$\sigma_D = 9,0 \text{ kg/mm}^2.$$

Dieser Wert liegt rd. 17 % niedriger als die für das gleiche κ nach der BE, Übersicht 40.1b, zulässigen Beanspruchung

$$\text{zul } \sigma_D = 10,5 \text{ kg/mm}^2.$$

Die Betriebsfestigkeitsversuche ergaben für eine Lebensdauer von 100 Jahren bis Bruch ausgehend von $\kappa = -1$

$$\sigma_{\text{Betr}} = 14,0 \text{ kg/mm}^2.$$

Die Betriebsfestigkeit liegt somit rd. 60 % über der Dauerfestigkeit.

Da die Versuche mit $\kappa = -1$ gefahren wurden, bei der Diagonale D_{VII-8} jedoch das Spannungsverhältnis $\kappa = -0,61$ vorliegt, wurden die hierfür gültigen Werte durch Analogieschluß errechnet.

Nach BE, Übersicht 40.1b, beträgt die zulässige Beanspruchung für $\kappa = -0,61$ $\text{zul } \sigma_D = 12,12 \text{ kg/mm}^2$.

Unter der Annahme, daß Dauer- und Betriebsfestigkeit für verschiedene κ -Werte sich etwa im gleichen Verhältnis wie die entsprechenden zulässigen Beanspruchungen der BE ändern, ergibt sich damit für $\kappa = -0,61$

$$\sigma_D = \frac{12,12}{10,50} \cdot 9,0 = 10,2 \text{ kg/mm}^2,$$

$$\sigma_{\text{Betr}} = \frac{12,12}{10,50} \cdot 14,0 = 16,2 \text{ kg/mm}^2.$$

Die Betriebsfestigkeit liegt somit rd. 2,5 % über der Höchstbeanspruchung der Diagonale D_{VII-8} $\sigma = +15,82 \text{ kg/mm}^2$, so daß an u. U. auf eine Verstärkung hätte verzichtet werden können.

Beitrag zur praktischen Berechnung von Rahmentragwerken nach der Stabilitätsvorschrift DIN 4114¹⁾

Von Dr.-Ing. W. Goder, Koblenz

DK 624.072.333 — 624.075.22

Einführung

Für den Stabilitätsnachweis bei Rahmentragwerken bieten sich nach der DIN 4114 zwei Verfahren an:

1. Der ω -Nachweis nach Abschnitt 14 und Ri 14 in Verbindung mit Abschnitt 10.
2. Der Nachweis mittels Spannungstheorie II. Ordnung nach Abschnitt Ri 7.9 und Ri 10.2.

In seinem Vortrag zur Einführung der neuen Stabilitätsvorschrift hat K. Klöppel [1] diese beiden Verfahren gegenübergestellt und dargelegt, welche Überlegungen bei der Festlegung und bei der Formulierung der diesbezüglichen Bestimmungen angestellt wurden. (In diesem Zusammenhang verdient die Tatsache Bedeutung, daß die österreichische Schwestervorschrift nach DIN 4114 — die ÖNORM B 4300 — den Tragsicherheitsnachweis nach der Spannungstheorie II. Ordnung nicht kennt.)

Ohne Anspruch auf Vollständigkeit erheben zu wollen, sei das Wesentliche der beiden Verfahren nochmals kurz herausgestellt.

¹⁾ Auszugsweise Wiedergabe der von der Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinischen Hochschule Darmstadt zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs genehmigten Dissertation. Referent: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Klöppel, Korreferent: Prof. phil. U. Wegner. Tag der Einreichung: II. 1958.

Diese geringe Sicherheitsspanne deckt aber in keiner Weise die Unsicherheiten infolge Streuung der Versuchsergebnisse, die Spanne zwischen erstem Anriß und Bruch und die Fehlstellen im Werkstoff. Gerade letztere waren in Form von Doppelungen mehrfach aufgetreten. Da solche Mängel auch an anderen Stellen vorhanden sein können, erschien eine Sicherheitsspanne von 20 % zwischen der errechneten Beanspruchung des Stabes und der ermittelten Betriebsfestigkeit für unbedingt erforderlich. Damit ergab sich die zulässige Beanspruchung aus der Betriebsfestigkeit zu etwa

$$\text{zul } \sigma_{\text{Betr}} = \frac{16,2}{1,2} = 13,5 \text{ kg/mm}^2.$$

Da nach BE $\text{zul } \sigma_D = 12,12 \text{ kg/mm}^2$ beträgt, wurde auf Grund der Betriebsfestigkeitsversuche eine Erhöhung der nach BE zulässigen Werte um $\frac{13,5 - 12,12}{12,12} = \text{rd. } 10 \%$ für tragbar erachtet.

2.34 Verstärkungen

Die Überbeanspruchung der Diagonale D_{VII-8} liegt mit 30,5 % somit erheblich über dem für zulässig erkannten Wert. Die Diagonale D_{VII-8} mußte daher verstärkt werden, während die übrigen Diagonalen nach der Betriebsfestigkeit ausreichen.

Für die im Druckschwellbereich liegenden, 6,6 % und weniger überbeanspruchten Gurtstäbe konnte unbedenklich auf eine Verstärkung verzichtet werden.

2.4 Weitere Maßnahmen

Außer den erwähnten Maßnahmen, die die Tragfähigkeit des Überbaues sichern sollten, mußten noch über 1600 Schadstellen (Durchschläge) beseitigt, die Portale und zwei Untergurtstäbe mit Rücksicht auf die Elektrifizierung und Freihaltung des Lichtraumprofils bei neu eingebauten Weichen geändert sowie die Brückenhalken, Abdeckung des Überbaues und der Dienststeg erneuert werden.

2.5 Kosten

Die gesamten Kosten für die Instandsetzung des linksrheinischen Seitenbogens betrugen etwa 0,9 Mio DM. Hätte man den vorhandenen Überbau abgebaut und durch einen neuen ersetzt, wären rd. 2,70 Mio DM aufzuwenden gewesen.

Durch die Wiederverwendung des alten linksrheinischen Seitenbogens 3/4. Gleis wurden somit 1,80 Mio DM eingespart.

(Fortsetzung folgt)

Schrifttum

- [1] Schau, R. und Lüttges, R.: Hohenzollernbrücke in Köln. Endgültige zweigleisige Wiederherstellung. Bautechnik 30 (1953) H. 10 S. 281, H. 11 S. 319.
- [2] Schau, R.: Behelfsmäßige Wiederherstellung der Hohenzollernbrücke in Köln. Bautechnik 27 (1950) H. 1 S. 1.
- [3] Dobiati, E.: Die Aufbringung des schwellenlosen Oberbaues auf Gummipfatten bei der Wiederherstellung des 3/4. Gleises der Hohenzollernbrücke Köln. Der Eisenbahn-Ingenieur 10 (1959) H. 9 S. 277.

Zu Verfahren 1:

Bei einem Rahmentragwerk, das derart belastet ist, daß in seinen Stäben nur Normalkräfte auftreten, wird unter einer bestimmten Laststufe die gerade, unverformte Gleichgewichtslage labil (Stablängenänderungen infolge von Normalkräften sollen zunächst außer acht gelassen werden), und es stellt sich eine neue, verformte, mit Stabkrümmungen verbundene Gleichgewichtslage ein. Obwohl diese neue Gleichgewichtslage ihrerseits stabil ist, muß die Laststufe, unter der die Gleichgewichtslage sich ändert, als kritische Last bezeichnet werden, weil ganz geringe Laststeigerungen Verformungen und Spannungen hervorrufen, die zum Bruch führen. Man nennt diese Art von Instabilitäten Stabilitätsprobleme mit Verzweigungspunkt. Die kritische Last, oder wenn mehrere Lasten wirken, die kritische Laststufe läßt sich aus einer Knickbedingung berechnen, und die Stäbe können bei vorgegebenem Sicherheitskoeffizienten ν dimensioniert werden.

Die Stabilitätsvorschrift DIN 4114 empfiehlt den Nachweis mittels ω -Zahlen, der seinerseits — allerdings nur für den sogenannten „Normalfall“ (Eulerfall 2) — den Doppelnachweis

$$\nu_{Kr} \geq \frac{P_{Kr}}{P} \quad \text{und} \quad \nu_{Ki} \geq \frac{P_{Ki}}{P} \quad \dots \dots (1)$$

beinhaltet. (Die Bezeichnungsweise ist, wenn nicht ausdrücklich anders vermerkt, der DIN 4114 angepaßt und dort nachzulesen.) Da P_{Kr} nur für den Normalfall und wenige andere Fälle bekannt ist, keinesfalls aber für Rahmentragwerke, wird über die wirksame Knicklänge $s_K = \beta \cdot s$ eine Beziehung zum Normalfall hergestellt, so daß mit den ω -Zahlen bemessen werden kann.

Eine Belastung, die nur Normalkräfte in den Stäben hervorruft — wir nennen sie querlastfreie Belastung —, kommt selten vor; wenn man noch Eigengewicht der Stäbe und Unplanmäßigkeiten bei der Errichtung des Tragwerks berücksichtigt, wohl überhaupt nicht. Kritische Lasten, wie sie sich aus dem Verzweigungsproblem ergeben, treten also nicht auf, mit Ausnahme von Fällen, bei denen nach dem Kriterium von Klöppel — Lie [2] auch bei vorhandener Querlast eine plötzliche Änderung der Gleichgewichtslage möglich ist. In der Regel wird aber durch die von Haus aus durch die Querlasten hervorgerufenen Biegemomente aus dem Verzweigungsproblem ein Spannungsproblem; die kritische Last ist nicht mehr die Verzweigungslast sondern die Traglast.

Die Traglast, der nach dem bisher gesagten weit mehr Bedeutung zukommt als der Verzweigungslast, wird nicht durch eine gesonderte Betrachtung von Abmessung und Belastung aller Einzelstäbe bestimmt, sondern ist eine Angelegenheit des ganzen Tragwerkes. Wie schon gesagt, ist sie nur für wenige Sonderfälle bekannt, z. B. für den beiderseits gelenkig gelagerten Stab mit außermittig angreifender Druckkraft. Die DIN 4114 enthält in Abschnitt 10.01 und 10.02 dieser genauen Lösung angepaßte Näherungsformeln, die auf Grund ihrer Einfachheit einen mehr oder minder großen Sicherheitsüberschuß liefern. Die beiden Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} \frac{S}{F} \pm \frac{M}{W} &\leq \sigma_{zul} \\ \omega \cdot \frac{S}{F} + 0.9 \frac{M}{W_d} &\leq \sigma_{zul} \end{aligned} \right\} \dots \dots (2)$$

ersetzen eine Traglastberechnung. Sie dürfen nach Abschnitt 14.5 der DIN 4114 auf die Rahmenstiele angewandt werden, wobei das ω für den der wirksamen Knicklänge s_K des querlastfreien, nur durch die Normalkräfte beanspruchten Rahmens zugeordneten Schlankheitsgrad λ einzusetzen ist. Der Traglastnachweis wird zwar für den Einzelstab geführt, das Gesamttragwerk wird aber bei der Berechnung der wirksamen Knicklänge erfaßt. Über die Bemessung der Riegel oder, ganz allgemein, der Stäbe, die nicht durch Normalkräfte beansprucht werden, sagt die Vorschrift nichts aus.

Zu Verfahren 2:

Der Nachweis mittels der Spannungstheorie II. Ordnung (Th. II. O.) nach Abschnitt Ri 10.2 ist ebenfalls ein Ersatz für eine Traglastberechnung. Da in der Regel keine Proportionalität zwischen Belastung und Schnittgrößen besteht, ist mit den ν_{Kr} -fachen Lasten zu rechnen. Es wird gegen Erreichen der Fließgrenze σ_F in der Randfaser des am stärksten beanspruchten Querschnitts gesichert. Die Sicherheit gegen Erreichen der Traglast ist größer, wenn nicht andere Instabilitäten (Beulen, Biegedrillknicken) frühzeitig zum Versagen des Tragwerkes führen.

In der Praxis wird überwiegend von dem 1. Verfahren Gebrauch gemacht. Der Grund hierfür dürfte darin zu suchen sein, daß die Rechenvorschrift sehr einfach ist, wenn die wirksamen Knicklängen s_K der Rahmenstäbe bekannt sind. Man findet in der Literatur zahlreiche Verfahren, die es ermöglichen, mit mehr oder minder großer Genauigkeit die wirksamen Knicklängen von Stäben eines Rahmens zu bestimmen. Meistens beschränkt sich die Gültigkeit dieser Verfahren auf — allerdings häufig vorkommende — Sonderfälle. Fällt ein Tragwerk nicht unter einen dieser Sonderfälle, dann hilft man sich oft mit groben Abschätzungen nach der sicheren Seite hin, um eine genaue Berechnung zu umgehen. Daß man damit das Ziel einer wirtschaftlichen Dimensionierung nicht erreicht, was man durch umfangreiche und genaue statische Berechnungen anzustreben versucht, soll nicht unerwähnt bleiben. Einmal sind Abschätzungen von Knicklängen ziemlich unzuverlässig (man darf aus Sicherheitsgründen nicht zu kleinlich sein), zum anderen Male sind die Gleichungen (2) ihrerseits Näherungsformeln, die von Fall zu Fall verschieden große Reserven aufweisen. Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß die Bemessung der Riegel von Rechteckrahmen, oder allgemeiner, der Stäbe von Rahmentragwerken, die durch keine oder nur sehr geringe Normalkräfte beansprucht werden, oft auf eine Art und Weise erfolgt, die vom Standpunkt der Sicherheit nicht unbedenklich ist.

Die aufgezählten Mängel, die auf Grund der Einfachheit des Verfahrens 1 diesem eigen sind, lassen es naheliegend erscheinen, sich mit der Bemessung von Rahmentragwerken nach Verfahren 2 eingehender zu befassen. Wenn es gelingt, mit einfachen Mitteln die Biegemomente nach Th. II. O. zu bestimmen, dann ist Verfahren 2 auch hinsichtlich des Rechenaufwandes mit Verfahren 1 konkurrenzfähig.

2. Der Stabilitätsnachweis für Rahmentragwerke unter Benutzung der wirksamen Knicklänge s_K^2)

2.1 Allgemeines

Die wirksame Knicklänge s_K von Rahmenstäben erhält man bekanntlich nach der klassischen Lösungsmethode für Stabilitätsprobleme mit Verzweigungspunkt über die Differentialgleichung $EJ \cdot v'' = -M(x)$, die nach Einarbeiten der statischen oder geometrischen Randbedingungen auf ein lineares, homogenes Gleichungssystem führt, dessen Koeffizientendeterminante Null gesetzt, die sogenannte Knickbedingung liefert. Die Rahmenstäbe dürfen nur durch Normalkräfte beansprucht werden (querlastfreie Belastung). Ergänzend sei bemerkt, daß man die unbeschränkte Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes annehmen muß, und daß in der Regel die Stäbe als undeformierbar angesehen werden.

Beispielsweise lautet die Knickbedingung für einen Zweigelenkrahmen (DIN 4114, Bild 18a mit $P_1 = P$):

$$\alpha h \cdot \operatorname{tg} \alpha h = \frac{6}{c} \dots \dots \dots (3)$$

wobei $c = \frac{J \cdot b}{J_0 \cdot h}$ die Rahmenkonstante und

$$\alpha h = \sqrt{\frac{\nu_{Ki} \cdot P}{E \cdot J}} \cdot h \dots \dots \dots (4)$$

der Eigenwert ist. Durch Umformung der Gleichung (4) erhält man schließlich einen Ausdruck für die wirksame Knicklänge s_K .

$$s_K = \frac{\pi}{\alpha h} \cdot h = \beta \cdot h \dots \dots \dots (5)$$

β wird als Knicklängenbeiwert bezeichnet. Man kann die wirksamen Knicklänge veranschaulichen, wenn man die Knickbiegeline eines Rahmens aufzeichnet. s_K ist der Abstand zweier Wendepunkte der Knickbiegeline und deren funktionaler Verlängerung des jeweiligen Rahmenstabes. Da die Knickbiegeline Teil einer Sinuslinie ist, entspricht s_K der Länge der zugehörigen Sinushalbwellen (Bild 1).

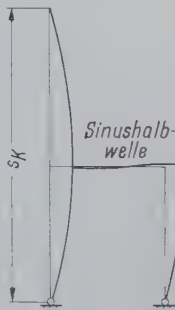


Bild 1
Wirksame Knicklänge s_K
eines Rahmenstabes

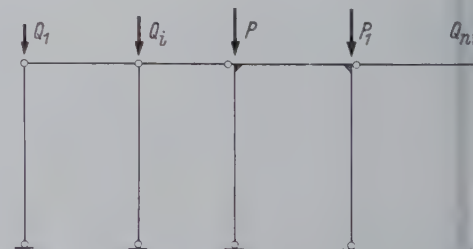


Bild 2
Rahmenknicken
mit nicht richtungstreuen Kräften

Die Annahme, daß die angreifenden Kräfte beim Ausknicken des Systems ihre Richtung nicht ändern (richtungstreue Kräfte), ist nicht immer zutreffend. (Vergl. DIN 4114 Abschnitt 14.6, Ri 6, Ri 14.14 und 14.15.) So wird oft übersehen, daß bei Tragsystemen nach Bild 2 (Kranbahnen, mehrschiffige Hallen), wo an den stabilisierenden Rahmen Riegel und Stiele gelenkig angeschlossen sind, ein Knickfall mit nicht richtungstreuen Kräften vorliegt. Die Knicklänge der Stiele des Zweigelenkrahmens wird hierdurch vergrößert. Dieser Fall ist identisch mit dem in DIN 4114 Ri Bild 20a dargestellten, wenn man für $P_2 = \sum Q_i$ setzt.

Für unsere späteren Betrachtungen benötigen wir noch die Knickbedingungen für den geschlossenen Rahmen (Bild 3a) unter

*) In der ungekürzten Arbeit werden im Abschnitt 2 außerdem die aus der Literatur bekannten Verfahren (genaue Lösung und Näherungslösungen) zur Bestimmung der wirksamen Knicklänge s_K von Rahmenstäben besprochen und deren Bedeutung für die praktische Anwendung diskutiert. Im Rahmen dieser Veröffentlichung soll im Abschnitt 2 in der Hauptsache ein neues Verfahren zur Ermittlung von s_K bei Rechteckrahmen behandelt werden.

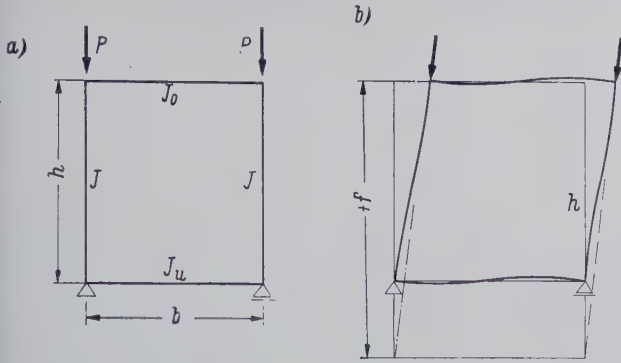


Bild 3. Zur Knickbedingung des geschlossenen Rahmens

der Annahme richtungstreuer und nichtrichtungstreuer Kräfte. Mit $\psi = h/f$ wird die Wirkungslinie der Kraft im ausgelenkten Zustand festgelegt (Bild 3b); hierbei kann f sowohl positiv als auch — wie bei den Systemen nach Bild 2 — negativ sein. Die Strecke f wird von der oberen Rahmenecke nach unten positiv gezählt. Die Knickbedingung lautet:

$$\frac{\alpha h}{\tan \alpha h} \cdot (1 - \psi) + (1 - \psi) \cdot \left(\frac{6}{c_u + c_o} - \frac{(\alpha h)^2 \cdot c_u \cdot c_o}{6(c_u + c_o)} \right) + \psi \left(1 + \frac{12 \cdot (1 - \cos \alpha h)}{(c_u + c_o) \cdot \alpha h \cdot \sin \alpha h} \right) = 0, \dots (6)$$

$$c_o = \frac{J \cdot b}{J_o \cdot h}, \quad c_u = \frac{J \cdot b}{J_u \cdot h} \dots (7)$$

Liegt, was sehr häufig vorkommt, ein Knickfall mit richtungstreuen Kräften vor, dann ist in Gleichung (6) $\psi = 0$ zu setzen.

2.2 Das Formänderungsgrößenverfahren zur Berechnung der Verzweigungslast

Sehr vorteilhaft bei der Berechnung der Knicklängen für vielstäbige Systeme hat sich das von E. Chwalla und F. Jokisch [3] mitgeteilte Verfahren erwiesen. Da ich im Abschnitt 3 darauf zurückgreife, seien hier die wichtigsten Gleichungen und — soweit notwendig — ihre Ableitungen kurz mitgeteilt. Man muß vorausschicken, daß nach entsprechender Ergänzung nicht nur Rechteckrahmen, sondern beliebige Rahmengebilde aus geraden Stäben nach diesem Verfahren behandelt werden können. Man bezeichnet es gern mit „Formänderungsgrößenverfahren“, weil es sich analog dem Formänderungsgrößenverfahren der Statik zur Verknüpfung der Differentialgleichungen für die einzelnen Stäbe der Gleichgewichtsbedingungen in Form von Knoten- und Netzgleichungen bedient.

Für einen Stab von der Länge l_{ab} mit $J_{ab} = \text{const.}$ (Bild 4), der durch die Druckkraft $\nu_{Ki} \cdot N_{ab}$ belastet wird und dessen Verfor-

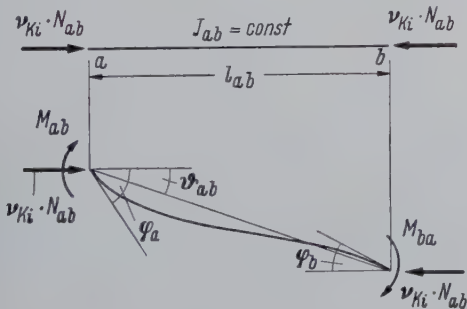


Bild 4. Stabendmomente nach Spannungstheorie II. Ordnung

mungen durch die Knotendrehwinkel φ_a und φ_b sowie den Stabdrehwinkel ϑ_{ab} (in der DIN 4114: ψ_{ab}) gekennzeichnet werden, beträgt das Biegemoment an den Ständen:

$$\left. \begin{aligned} M_{ab} &= A_{ab} \cdot \varphi_a + B_{ab} \cdot \varphi_b - (A_{ab} + B_{ab}) \cdot \vartheta_{ab} \\ M_{ba} &= A_{ab} \cdot \varphi_b + B_{ab} \cdot \varphi_a - (A_{ab} + B_{ab}) \cdot \vartheta_{ab} \end{aligned} \right\} \dots (8a)$$

wobei:

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{E \cdot J}{l} \cdot \frac{\alpha l \cdot \sin \alpha l - (\alpha l)^2 \cdot \cos \alpha l}{2(1 - \cos \alpha l) - \alpha l \cdot \sin \alpha l} \\ B &= \frac{E \cdot J}{l} \cdot \frac{(\alpha l)^2 - \alpha l \cdot \sin \alpha l}{2(1 - \cos \alpha l) - \alpha l \cdot \sin \alpha l} \end{aligned} \right\} \dots (8b)$$

Befindet sich am rechten Stabende b ein Gelenk, dann ist

$$M_{ba} = 0, \quad M_{ab} = C_{ab} \cdot (\varphi_a - \vartheta_{ab}) \dots (8c)$$

Bei einem Gelenk in a ist

$$M_{ab} = 0, \quad M_{ba} = C_{ab} \cdot (\varphi_b - \vartheta_{ab}), \dots (8d)$$

wobei

$$C = \frac{E \cdot J}{l} \cdot \frac{(\alpha l)^2 \cdot \sin \alpha l}{\sin \alpha l - \alpha l \cdot \cos \alpha l} \dots (8e)$$

ist.

In $\alpha l = l \cdot \sqrt{\frac{\nu_{Ki} \cdot N}{E \cdot J}}$ sind Belastung, Trägheitsmoment und Stablänge zusammengefaßt.

Ist $\nu_{Ki} \cdot N$ eine Zugkraft, so erhält man (8b) und (8e) ähnliche Gleichungen für A , B und C , die an Stelle der trigonometrischen Funktionen Hyperbelfunktionen enthalten.

Die Knotengleichungen erhält man durch Bildung des Momentengleichgewichtes an jedem Knoten i :

$$\sum_k M_{ik} = 0 \dots (9)$$

Die Biegemomente sind positiv, wenn sie auf den Stab im Uhrzeigersinn wirken, auf den Knoten entgegen dem Uhrzeigersinn. Knoten- und Stabdrehwinkel sind im Uhrzeigersinn positiv.

Die Netzgleichungen — in [3] werden sie mit „Riegelgleichgewichtsbedingungen“ bezeichnet — erhält man mit dem Prinzip der virtuellen Verrückungen oder aus den Gleichgewichtsbedingungen für die Stäbe.

Für das in Bild 5a dargestellte Tragwerk wird der Lösungsgang zur Aufstellung der Netzgleichungen nach der Gleichgewichtsmethode³⁾ erweitert auf den Fall des Knickens bei nichtrichtungstreuen Kräften kurz angegeben.

Die Belastung P_i ruft in den Stäben des Tragwerkes nur Normalkräfte hervor. In der ausgebogenen Gleichgewichtslage treten zu den Lasten P_i die Kräfte H_i hinzu, deren Größe von dem jeweiligen Stabdrehwinkel und der Belastung auf den Pendelstützen abhängig ist.

In den Stäben 1 bis 6 wirken die Normalkräfte N_i . Damit nur Normalkräfte auftreten, muß für die Belastung die Bedingung erfüllt sein:

$$(P_2 + P_5) \cdot a = (P_3 + P_6) \cdot b \dots (10)$$

Die ausgebogene Gleichgewichtslage ist in Bild 5b dargestellt. Sie ist der unverformten Gleichgewichtslage (Bild 5a) unendlich dicht benachbart. Die Schnittgrößen M und Q (positiv wirkend eingetragen) sind gegenüber den Lasten P_i und den Normalkräften N_i von erster Ordnung klein. An den Schnittstellen wirken noch die Normalkräfte N_i und Zusatznormalkräfte N_i^* (als Druckkräfte positiv angenommen), die der Übersichtlichkeit halber in Bild 5b nicht eingetragen sind. Die Zusatznormalkräfte N_i^* sind, ebenso wie H_a und H_c von erster Ordnung klein. Die Richtung von N_i und N_i^* ist parallel, die von Q_i rechtwinklig zur unverformten Stabachse. Das heißt, daß unter Q und N im strengen Sinne nicht die Querkraft und die Normalkraft zu verstehen sind, da deren Wirkungslinien durch die Richtung der verformten Stabachse festgelegt werden.

Das System hat zwei Freiheitsgrade (zwei unabhängige Stabdrehwinkel); folglich erhalten wir auch zwei Netzgleichungen. Die Grundstäbe seien l_1 und l_4 . Der unbekannte Stabdrehwinkel von l_1 ist μ_1 , der von l_4 ist μ_4 . Die Gleichgewichtsbedingungen für die Stäbe lauten:

$$\left. \begin{aligned} \text{Stab 1} \quad Q_{ae} \cdot l_1 &= M_{ae} + M_{ea} + (N_1 + N_1^*) \cdot \mu_1 \cdot l_1, \\ \text{Stab 2} \quad Q_{ab} \cdot l_2 &= M_{ab} + M_{ba} - (N_2 + N_2^*) \cdot \vartheta_2 \cdot l_2, \\ \text{Stab 3} \quad Q_{bf} \cdot l_3 &= M_{bf} + (N_3 + N_3^*) \cdot \vartheta_3 \cdot l_3, \\ \text{Stab 4} \quad Q_{ac} \cdot l_4 &= M_{ac} + M_{ca} + (N_4 + N_4^*) \cdot \mu_4 \cdot l_4, \\ \text{Stab 5} \quad Q_{cd} \cdot l_5 &= M_{cd} + M_{dc} - (N_5 + N_5^*) \cdot \vartheta_5 \cdot l_5, \\ \text{Stab 6} \quad Q_{bd} \cdot l_6 &= M_{bd} + M_{db} + (N_6 + N_6^*) \cdot \vartheta_6 \cdot l_6, \end{aligned} \right\} (11a-11f)$$

Zur Aufstellung des Kräftegleichgewichtes an den Knoten benutzen wir Bild 5c.

Die äußeren Lasten P_i und die Normalkräfte N_i sind von Haus aus im Gleichgewicht. Das Momentengleichgewicht wird durch die Knotengleichungen gewährleistet. Die Kräfte H_a und H_c werden in horizontaler Richtung wirkend angenommen, da ihre Vertikalkomponenten von höherer als von erster Ordnung klein sind.

³⁾ Nach dem Prinzip der virtuellen Verrückungen: K. Klöppel, Vorlesung: Statik der Baukonstruktionen IV.

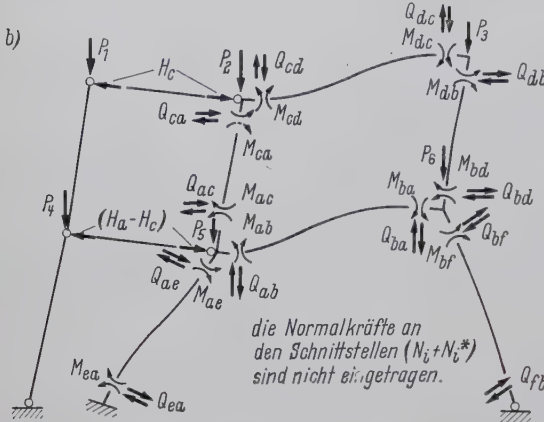
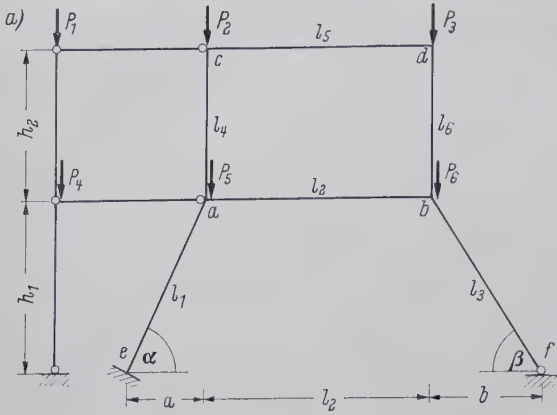


Bild 5a u. b

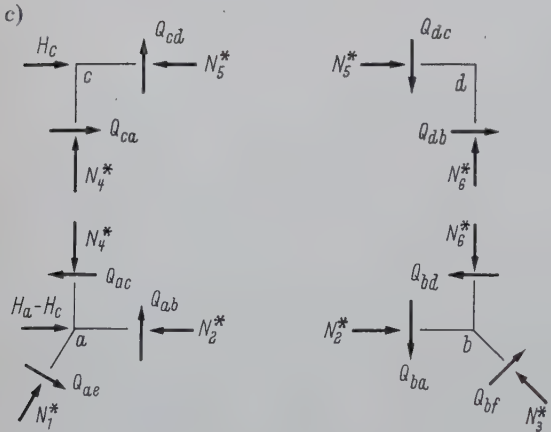


Bild 5c. Beispiel zur Aufstellung der Netzgleichungen

Knoten c:

$$\begin{aligned} H_c + Q_{ca} - N_3^* &= 0 \\ N_4^* + Q_{cd} &= 0 \end{aligned}$$

Knoten d:

$$\begin{aligned} N_5^* + Q_{db} &= 0 \\ -N_6^* + Q_{dc} &= 0 \end{aligned}$$

Knoten a:

$$\begin{aligned} (H_a - H_c) - Q_{ac} - N_2^* + Q_{ae} \cdot \sin \alpha + N_1^* \cdot \cos \alpha &= 0 \\ N_4^* - Q_{ab} + Q_{ae} \cdot \cos \alpha - N_1^* \cdot \sin \alpha &= 0 \end{aligned}$$

Knoten b:

$$\begin{aligned} N_2^* - Q_{bd} + Q_{bf} \cdot \sin \beta - N_3^* \cdot \cos \beta &= 0 \\ N_6^* + Q_{ba} - Q_{bf} \cdot \cos \beta - N_3^* \cdot \sin \beta &= 0 \end{aligned}$$

In den Gleichungen (11) werden die Querkräfte $Q_{ik} = Q_{ki}$ mit Hilfe der Gleichungen (12) eliminiert. Auf die Wiedergabe der umfangreichen Zwischenrechnung wird hier verzichtet. Die Stabdrehwinkel ϑ_r ($r = 1 \dots 6$) werden durch die Produkte der unbekannten Stabdrehwinkel der Grundstäbe μ_q mit den abhängigen

Stabdrehwinkel ϑ_{rq} ersetzt. Die Stabdrehwinkel ϑ_{rq} bezeichnet man mit abhängig, weil sie durch die geometrischen Abmessungen des Tragwerkes bestimmt sind; in unserem Beispiel haben sie folgende Größe:

$$\left. \begin{aligned} \vartheta_{21} &= \vartheta_{31} = -\frac{a+b}{l_2} \\ \vartheta_{31} &= 1 \\ \vartheta_{64} &= 1 \end{aligned} \right\} \dots \dots (13)$$

Die Gleichungen, die die Unbekannte μ_1 enthalten und die, welche die Unbekannte μ_4 enthalten, werden jeweils addiert. Denkt man sich schließlich die auf diese Weise entstandenen beiden Gleichungen mit dem virtuellen Stabdrehwinkel $\bar{1}$ multipliziert, der ohnehin in die beiden Gleichungen eingeht, wenn man diese über das Prinzip der virtuellen Verdrümmungen ableitet, dann erhält man die beiden Netzgleichungen in folgender Form:

$$H_c \cdot h_2 \cdot \bar{1} + (M_{ac} + M_{ca}) \cdot \bar{1} + (N_4 + N_4^*) \cdot \mu_4 \cdot h_2 \cdot \bar{1} + (M_{bd} + M_{db}) \cdot \bar{1} + (N_6 + N_6^*) \cdot \mu_4 \cdot h_2 \cdot \bar{1} = 0 \quad (14a)$$

$$\left. \begin{aligned} H_a \cdot h_1 \cdot \bar{1} + (M_{ae} + M_{ea}) \cdot \bar{1} + (N_1 + N_1^*) \cdot \mu_1 \cdot l_1 \cdot \bar{1} + (M_{ab} + M_{ba}) \cdot \left(-1 \cdot \frac{a+b}{l_2}\right) - (N_2 + N_2^*) \cdot \mu_1 \cdot (a+b) \cdot \left(-1 \cdot \frac{a+b}{l_2}\right) + M_{bf} \cdot \bar{1} + (N_3 + N_3^*) \cdot \mu_1 \cdot l_3 \cdot \bar{1} + (M_{cd} + M_{dc}) \cdot \left(-1 \cdot \frac{a+b}{l_5}\right) - (N_5 + N_5^*) \cdot \mu_1 \cdot (a+b) \cdot \left(-1 \cdot \frac{a+b}{l_5}\right) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (14b)$$

Die überstrichenen Größen sind die virtuellen Winkel (endlich kleinen Größen) infolge $\mu_1 = 1$ oder $\mu_4 = 1$. Die nicht überstrichenen Größen sind die Momente am verformten System nach Bild 5b. Die Biegemomente M_{ik} sind von erster Ordnung klein. Ebenso die Zusatznormalkräfte N_i^* . Da die ausgebogene Gleichgewichtslage der geraden unendlich dicht benachbart ist, sind auch die Stabdrehwinkel μ_1 und μ_4 von erster Ordnung klein; die Produkte $N_i^* \cdot \mu_i$ usw. sind daher von höherer Ordnung klein und können Null gesetzt werden.

Schließlich sollen noch H_a und H_c bestimmt werden.

$$H_c = P_1 \cdot \mu_4$$

$$H_a = (P_1 + P_4) \cdot \mu_1$$

Die Netzgleichung lautet in allgemeiner Form:

$$\sum_{ik} (M_{ik} + M_{ki}) \cdot \bar{\vartheta}_{rq} + \sum_r N_r \cdot \mu_q \cdot \vartheta_{rq} \cdot l_r \cdot \bar{\vartheta}_{rq} + \sum_p N_p \cdot \mu_q \cdot \vartheta_{pq} \cdot l_p \cdot \bar{\vartheta}_{pq} = 0 \quad (15)$$

Mit i, k sind die Knoten des Rahmens bezeichnet, mit r die Stäbe des Rahmens, mit p die Pendelstützen und mit q die Grundstäbe.

Wir erhalten schließlich die gesuchte Knickbedingung, indem wir die Koeffizientendeterminante des aus k Knoten- und q Netzgleichungen bestehenden Gleichungssystems Null setzen.

An dieser Stelle soll kurz der Einfluß der Stablängenänderungen infolge Normalkraft auf die ideale Knicklast von Rahmen besprochen werden. Bei der Ableitung der Knickbedingung wird in der Regel vorausgesetzt, daß die Stäbe undeformbar sind ($E = \infty$). In Tafel 4 der zitierten Veröffentlichung [3] werden die wirksamen

Schlankheitsgrade $\lambda = \frac{\beta \cdot s}{i}$ ohne und mit Berücksichtigung der

Stablängenänderungen bei der Bestimmung der idealen Knicklast für einen zweistöckigen Rechteckrahmen gegenübergestellt. Das Verhältnis Riegeellänge b zu Pfostenlänge h ist dabei variiert worden. Aus der Gegenüberstellung geht hervor, daß sich der Einfluß der Stablängenänderungen am stärksten bei schmalen Rahmen mit geringen Pfosten auswirkt. Der Fall, daß die Länge des Riegels $b = \frac{1}{8} h$ ist, muß als praktisch bedeutungslos angesehen werden, weil ein solcher Rahmen eher unter den Begriff des mehrteiligen

Druckstabes fällt. Aber auch ein Rahmen mit $b = \frac{h}{4}$ wird wohl nur selten ausgeführt werden. Für einen solchen Rahmen gibt die Tafel 4 die Zahlenwerte der ersten drei Spalten an:

$\frac{h}{i}$	$\lambda \ (F = \infty)$	$\lambda \ (F \neq \infty)$	$\sigma_K \ (F = \infty)$ [kg/cm ²]	$\sigma_K \ (F \neq \infty)$ [kg/cm ²]
30	33,22	43,64	2386	2376
40	44,30	52,60	2375	2362
50	55,37	62,21	2356	2338
60	66,44	72,20	2324	2300
70	77,52	82,48	2271	2237

Eine Beurteilung der Ergebnisse auf der Basis eines Vergleiches der idealen Knicklasten täuscht eine Gefahr vor, die in Wirklichkeit nicht besteht. Vergleicht man die zu den Schlankheitsgraden λ gehörenden Engesser'schen Knickspannungen σ_K für St 37, so zeigt sich, daß die Unterschiede sehr gering sind. Dies wird auch in der DIN 4114 zum Ausdruck gebracht, wo die Hilfsgröße α in Abschnitt 14.2 als meist vernachlässigbar klein angegeben wird.

Es ist daher gerechtfertigt, auch bei den weiteren Betrachtungen die Voraussetzung $F = \infty$ zu treffen.

2.3 Ein graphisch-iteratives Verfahren zur exakten Bestimmung der wirksamen Knicklängen bei mehrstöckigen Rechteckrahmen

Mit der Aufstellung des Gleichungssystems, das die Knickbedingung liefert, ist die Aufgabe, die Knicklängen zu bestimmen, grundsätzlich gelöst. Allerdings erfordert die numerische Behandlung dieser Knickbedingung fast immer eine erheblichen Zeitaufwand, so daß man versuchte, die genaue Lösung durch eine Näherungslösung zu ersetzen. So entstanden eine Reihe von Näherungsverfahren; viele von ihnen waren bald überholt, weil sich herausstellte, daß ihre Anwendung nicht die erhofften Vorteile brachte. Aber auch die Zuverlässigkeit der Ergebnisse ließ und läßt oft zu wünschen übrig, insbesondere dann, wenn man versuchte, Formeln anzugeben, die die Knicklängenbeiwerte β allein abhängig von den geometrischen Abmessungen des Rahmens liefern sollten. Wenn die Belastung, die ja auch einen großen Einfluß auf die Knicklänge hat, nicht berücksichtigt wird, darf man nicht überrascht sein, wenn sich beträchtliche Abweichungen sowohl nach der sicheren als auch nach der unsicheren Seite ergeben. Eigene Vergleichsrechnungen haben gezeigt, daß die Ergebnisse solcher Näherungsverfahren nur bedingt brauchbar sind.

Im folgenden soll nun ein Verfahren aufgezeigt werden, daß die genauen Werte für s_K — nämlich die aus der Knickbedingung — sehr schnell und einfach liefert, so daß mit der Anwendung eines Näherungsverfahrens kaum noch Vorteile verbunden sind. Dieses Verfahren ist geeignet für den mehrstöckigen einfeldrigen Rechteckrahmen (DIN 4114 Ri Bild 18) bei beliebiger Lagerung der Rahmenfußpunkte. Es muß in diesem Zusammenhang daran erinnert werden, daß die Formeln für die Knicklängenbeiwerte β nach DIN 4114 Ri 14.12 auch aus einem Näherungsverfahren entwickelt worden sind und daß sie nur dann angewendet werden dürfen, wenn die Rahmenstiele starr eingespannt sind.

Will man das Verfahren auch auf mehrfeldrige Rahmen anwenden, dann muß zumindest näherungsweise die Bedingung erfüllt sein, daß die Werte für Belastung und Trägheitsmoment an den Innenstützen das Doppelte der entsprechenden Werte an den Außenstützen betragen.

Besteht der Stockwerkrahmen aus einem einfeldrigen Rahmen mit angehängten Pendelstützen — in Bild 6 ist nur eine Reihe dar-



Bild 6. Stockwerkrahmen, Knicken mit nicht richtungstreuen Kräften

gestellt —, dann ist bezüglich der Belastung der Pendelstützen keinerlei einschränkende Voraussetzung zu treffen. Es liegt dann ein Fall des Rahmenknickens mit nicht richtungstreuen Kräften vor.

Es handelt sich um ein Iterationsverfahren, zu dessen Anwendung ein Diagramm benötigt wird, das die Auswertung der Knickbedingung für den geschlossenen Rahmen [Gleichung (6)] beinhaltet. Bei richtungstreuen Kräften ist $\psi = 0$, bei nicht richtungstreuen $\psi \neq 0$. Es soll als graphisch-iteratives Verfahren bezeichnet werden. Zur Beweisführung ist es notwendig, nochmals die Knickbedingung für den Stockwerkrahmen anzugeben.

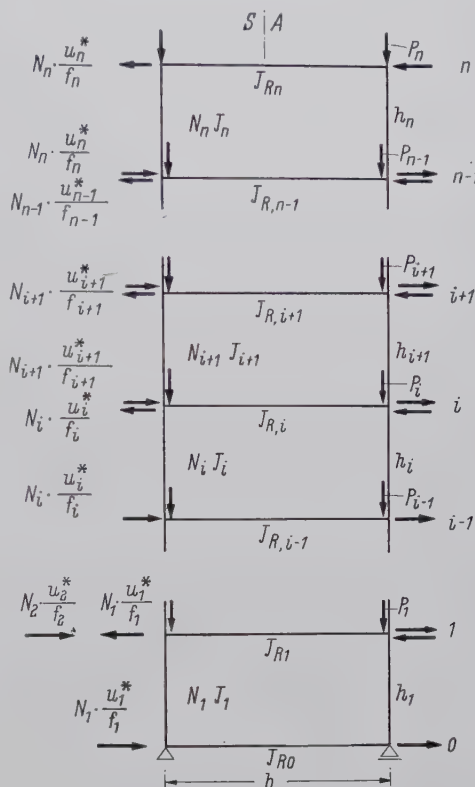


Bild 7. Zum graphisch-iterativen Verfahren

In Bild 7 ist der eigentliche Rahmen (ohne Pendelstützen) mit Abmessungen, Trägheitsmomenten und Belastung dargestellt. Am Knoten i greift als äußere senkrechte Last P_i an, im Pfosten h_i wirkt die Stabkraft $N_i = \sum P_i$. Der Einfluß der Pendelstützen äußert sich im verformten Zustand in Horizontalkräften auf die Rahmenknoten, deren Größe auch von dem jeweiligen Stabdrehwinkel des Stockwerkes abhängig ist; am Knoten i :

$$H_i = \frac{u_i^*}{f_i} \cdot N_i \dots \dots \dots (16)$$

H_i sei positiv, wenn es wie in Bild 7 dargestellt, am oberen Stabende der Ausbiegung u_i^* entgegenwirkt ($f_i > 0$). In vielen Fällen — auch im ausgeknickten Zustand des Systems nach Bild 6 — wirkt H_i in umgekehrter Richtung, so daß dann $f_i < 0$. Die Horizontalkraft H_i in einem Pfosten h_i wird im Pfosten h_{i-1} durch die Hori-

zontalkraft $H_{i-1} = \frac{N_{i-1} \cdot u_{i-1}^*}{f_{i-1}}$ ersetzt. Wegen Antimetrie der Knickbiegeline genügt es, die Berechnung auf das halbe Tragwerk zu beschränken.

Die Gleichung für das Biegemoment im i -ten Stockwerk lautet (vergleiche Bild 8):

$$M_i = -M_{iu} + N_i \cdot u_i - N_i \cdot \frac{u_i^*}{f_i} \cdot y_i \dots \dots (17)$$

Hierbei ist

$$M_{iu} = \sum_{k=0}^{i-1} Q_k \cdot \frac{b}{2} - \sum_{k=1}^{i-1} N_k \cdot u_k^* + \sum_{k=1}^{i-1} N_k \cdot \frac{u_k^*}{f_k} \cdot h_k \dots \dots (17a)$$

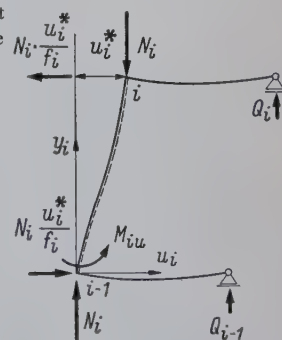


Bild 8. Zur Aufstellung des Biegemomentes für einen Stiel

Die Produkte, die von höherer Ordnung klein sind, z. B. $Q_i \cdot u_i^*$ usw., wurden hierbei bereits vernachlässigt.

Die Lösung der Differentialgleichung

$$E \cdot J_i \cdot u_i'' = -M(y)$$

lautet

$$u_i = A_i \cdot \sin(\alpha y)_i + B_i \cdot \cos(\alpha y)_i + \frac{M_{iu}}{N_i} + \frac{u_i^*}{f_i} \cdot y_i \quad (18)$$

Es ist $(\alpha h)_i = h_i \cdot \sqrt{\frac{N_i}{E \cdot J_i}}$. Streng genommen müßte überall

N_i durch $\nu_{Ki} \cdot N_i$ ersetzt werden. Der einfacheren Schreibweise wegen wird darauf verzichtet.

Mit Hilfe der Randbedingungen

$$y_i = 0, \quad u_i = 0,$$

$$y_i = h_i, \quad u_i = u_i^*$$

lassen sich die Integrationskonstanten A_i und B_i eliminieren. Die geometrischen Aussagen über die Neigungswinkel der Knickbiegeline an den Rahmenknoten

$$y_i = 0, \quad u_i' = \varphi_{i-1} = \frac{Q_{i-1} \cdot b^2}{12 E J_{R, i-1}},$$

$$y_i = h_i, \quad u_i' = \varphi_i = \frac{Q_i \cdot b^2}{12 E J_{Ri}},$$

sowie eine noch zur Verfügung stehende Gleichgewichtsbedingung führen nach einer hier nicht wiedergegebenen Zwischenrechnung

u_n^*	$\frac{Q_{n-1} b}{2 N_n}$	u_{n-1}^*	$\frac{Q_{n-2} b}{2 N_{n-1}}$	u_{n-2}^*	$\frac{Q_{n-3} b}{2 N_{n-2}}$
$T_n - \psi_n (T_n - 1) - N_n K_{n, n} (1 - \psi_n)$	$(S_n - T_n) + N_n K_{n, n}$	$-\frac{N_{n-1}}{N_n} \left[S_n (1 - \psi_{n-1}) + \psi_n \frac{1 - \psi_{n-1}}{1 - \psi_n} \right]$			
$S_n - \psi_n (S_n - 1)$	$-(S_n - T_n) - N_n K_{n, n-1}$	$-\frac{N_{n-1}}{N_n} \left[T_n (1 - \psi_{n-1}) + \psi_n \frac{1 - \psi_{n-1}}{1 - \psi_n} \right]$	$N_{n-1} K_{n, n-1}$		
	$-N_n K_{n-1, n-1}$	$T_{n-1} - \psi_{n-1} (T_{n-1} - 1)$	$(S_{n-1} - T_{n-1}) + N_{n-1} K_{n-1, n-1}$	$-\frac{N_{n-2}}{N_{n-1}} \left[S_{n-1} (1 - \psi_{n-2}) + \psi_{n-1} \frac{1 - \psi_{n-2}}{1 - \psi_{n-1}} \right]$	
		$S_{n-1} - \psi_{n-1} (S_{n-1} - 1)$	$-(S_{n-1} - T_{n-1}) - N_{n-1} K_{n-1, n-2}$	$-\frac{N_{n-2}}{N_{n-1}} \left[T_{n-1} (1 - \psi_{n-2}) + \psi_{n-1} \frac{1 - \psi_{n-2}}{1 - \psi_{n-1}} \right]$	$N_{n-2} K_{n-1, n-2}$
			$-N_{n-1} K_{n-2, n-2}$	$T_{n-2} - \psi_{n-2} (T_{n-2} - 1)$	$(S_{n-2} - T_{n-2}) + N_{n-2} K_{n-2, n-2}$
				$S_{n-2} - \psi_{n-2} (S_{n-2} - 1)$	$-(S_{n-2} - T_{n-2}) - N_{n-2} K_{n-2, n-3}$

(19)

und nach einigen Umformungen in der Matrix selbst auf die Knickdeterminante (19). Hierbei wurden folgende Abkürzungen verwendet:

$$\left. \begin{aligned} S_i &= \frac{(\alpha h)_i}{\sin(\alpha h)_i} \\ T_i &= \frac{(\alpha h)_i}{\operatorname{tg}(\alpha h)_i} \\ K_{ik} &= \frac{b \cdot h_i}{6 E \cdot J_{Rk}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (20)$$

Der Aufbau des Gleichungssystems ist leicht erkennbar; man kann es ohne weiteres für Rahmen mit beliebiger Stockwerkhöhe anschreiben. Nur das Element a_{11} weist eine besondere Form auf. Bei durchwegs richtungstreuen Kräften ist $\psi_i = 0$ zu setzen, und die Elemente der Matrix vereinfachen sich beträchtlich. Die Besetzung der Matrix ist für die Berechnung von $\Delta N = 0$ nach dem modernisierten Gaußschen Algorithmus [5] sehr vorteilhaft, weil nur wenige b_{ik} - und c_{ik} -Werte zu berechnen sind.

Der n -stöckige elastisch oder starr eingespannte Rahmen führt auf ein $z = 2n$ -gliedriges Gleichungssystem. Sind die Rahmenstiele gelenkig gelagert, so entfallen die letzte Zeile und Spalte der Matrix; es treten nur $2n - 1$ Unbekannte auf.

Somit stellt $\Delta N = 0$ des eingliedrigen Gleichungssystem ($a_{11} = 0$) die bekannte Knickbedingung für den einstöckigen Zweigelenkrahmen dar, $\Delta N = 0$ des zweigliedrigen Gleichungssystem die Knickbedingung eines einstöckigen Rahmens mit elastische (geschlossener Rahmen) oder starrer Einspannung. Bei elastische Einspannung muß die Federkonstante, deren Größe am Bauwerk sich nicht ohne weiteres angeben läßt [4], in eine ihr entsprechend Riegelsteifigkeit J_{R0} umgerechnet werden. Bei starrer Einspannung ist $J_{R0} = \infty$ und damit $K_{11} = 0$. Das rechte untere Glied der Matrix lautet dann: $a_{22} = -(S_1 - T_1)$.

$\Delta N = 0$ des dreigliedrigen Gleichungssystems liefert die Knickbedingung für den zweistöckigen Rahmen mit gelenkig gelagerten Stielen. Weitere Angaben erübrigen sich.

Wie schon erwähnt, sollte die Knickbedingung dazu dienen, den Beweis für die Gültigkeit des graphisch-iterativen Verfahrens zur genauen Bestimmung der wirksamen Knicklängen zu erbringen. Zunächst soll der Lösungsgang gezeigt, anschließend der Beweis geführt werden.

Als Beispiel sei der dreistöckige Rechteckrahmen nach Bild 9 gewählt. Wir zerlegen ihn in drei geschlossene Teilrahmen nach Bild 9 b. Die Normalkräfte in den Pfosten und deren Trägheitsmomente am Gesamtrahmen entsprechen denen der Teilrahmen. Die Trägheitsmomente der Riegel J_{Ri} werden zunächst willkürlich auf die Teilrahmen des i -ten und $i + 1$ -ten Stockwerkes aufgeteilt. Der untere Riegel des zum Stockwerk $i + 1$ gehörenden Teilrahmens hat ein Trägheitsmoment von der Größe $\kappa_i \cdot J_{Ri}$, der ober-

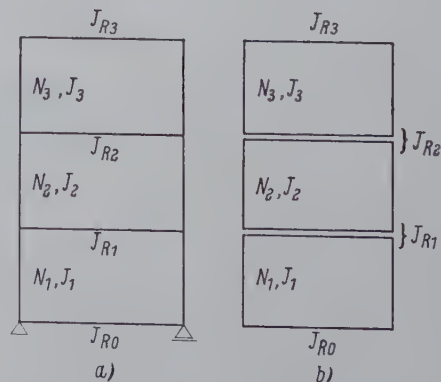


Bild 9
Behandlung eines Stockwerkrahmens nach dem graphisch-iterativen Verfahren

Riegel des Teilrahmens zum Stockwerk i hat das Trägheitsmoment $(1 - \kappa_i) \cdot J_{Ri}$. Der Beiwert κ kann auch negativ sein. Für den Teilrahmen eines jeden Stockwerkes i gilt die Knickbedingung (6), bei richtungstreuen Kräften mit $\psi = 0$.

Für die Auswertung dieser Knickbedingung können ein für alle Kurventafeln aufgezeichnet werden, die es gestatten, bei vorgegebenen Rahmenkonstanten c_{0i} und c_{ui} sowie bei vorgegebenem i den Eigenwert $(\alpha h)_i$ sofort abzulesen.

Die in den beiden Kurventafeln (Bild 10) gewählte Darstellung ist wohl für die Ablesung am besten geeignet. An Stelle der Rahmenkonstanten c_0 und c_u wurden deren Kehrwerte eingeführt, die wir mit z_0 und z_u bezeichnen wollen.

$$\left. \begin{aligned} z_0 &= \frac{J_0 \cdot h}{J \cdot b} \\ z_u &= \frac{J_u \cdot h}{J \cdot b} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (21)$$

Eine der beiden Rahmenkonstanten — hier z_u — wurde auf der Abszissenachse aufgetragen, die andere — z_0 — als Parameter bei der Kurvenschar eingeführt. Es ist im übrigen belanglos, welches der beiden Riegelträgheitsmomente man in z_0 oder z_u einsetzt, denn z_0 und z_u sind in der Knickbedingung vertauschbar. Auf der Ordinatenachse wird αh aufgetragen. Für jedes ψ ist eine besondere Kurventafel notwendig. Es wurde die Knickbedingung (6) zunächst nur für zwei ψ -Werte ausgewertet: Für den praktisch wichtigsten Fall $\psi = 0$ (richtungstreue Kräfte) und für $\psi = -0,5$.

Bei Bedarf lassen sich weitere Diagramme leicht aufstellen.

Man bestimmt zunächst mit Hilfe dieser Kurventafeln für die Teilrahmen eines jeden Stockwerkes bei zunächst willkürlicher Aufteilung der Riegelträgheitsmomente und mit dem durch die Belastung vorgegebenen ψ_i die Eigenwerte $(\alpha h)_i$. Es ist durchaus möglich, daß man für jedes Stockwerk eine andere Kurventafel heranziehen muß, eben dann, wenn das ψ in den einzelnen Stockwerken unterschiedlich ist.

Aus $(\alpha h)_i = h_i \cdot \sqrt{\frac{\nu_{Ki} \cdot N_i}{E \cdot J_i}}$ läßt sich ν_{Ki} für jeden Teilrahmen berechnen. Sollte sich zufälligerweise schon bei der ersten willkürlichen Aufteilung der Riegelträgheitsmomente für alle Teilrahmen das gleiche ν_{Ki} ergeben, so wäre dies bereits die gesuchte Knicksicherheit. In der Regel werden sich jedoch unterschiedliche ν_{Ki} -Werte ergeben, so daß eine Neuaufteilung der Riegelträgheitsmomente notwendig und die Rechnung zu wiederholen wäre. Es empfiehlt sich jedoch ein anderes Vorgehen. Nachdem für jeden Teilrahmen bei willkürlicher Aufteilung von J_{Ri} die Knicksicherheit ν_{Ki} bestimmt wurde, wird ein gemitteltes ν_{Kim} , beispielsweise

$$\nu_{Kim} = \frac{\sum_1^n \nu_{Ki}}{n} \dots \dots \dots (22)$$

berechnet. Mit diesem ν_{Kim} wird für jedes Stockwerk ein neuer Eigenwert $(\alpha h)_i$ ausgerechnet. Nun beginnt man beim obersten

Stockwerk (oder auch beim untersten) und ermittelt bei vorgegebenem $z_{0,n} = \frac{J_{Rn} \cdot h_n}{J_n \cdot b}$ und $(\alpha h)_n$ aus der zu ψ_n gehörenden Kurventafel das zugehörige

$$z_{u,n} = \frac{z_{n-1} \cdot J_{Rn-1} \cdot h_n}{J_n \cdot b} \dots \dots \dots (23)$$

Für den Teilrahmen im darunter liegenden Stockwerk $n-1$ ist somit

$$z_{0,n-1} = \frac{(1 - z_{n-1}) \cdot J_{Rn-1} \cdot h_{n-1}}{J_{n-1} \cdot b} \dots \dots \dots (24)$$

und $(\alpha h)_{n-1}$ gegeben, und $z_{u,n-1}$ ist aus der zu ψ_{n-1} gehörenden Kurventafel zu entnehmen.

Stimmt das gemittelte ν_{Kim} bereits mit dem endgültigen überein, dann muß im untersten Stockwerk auch das zu $z_{0,1}$ und $(\alpha h)_1$ gehörende $z_{u,1}$ mit dem vorgegebenen $z_{u,1} = \frac{J_{R0} \cdot h_1}{J_1 \cdot b}$ übereinstimmen; oder: $(\alpha h)_1$ muß gleich dem zu $z_{u,1}$ und $z_{0,1}$ gehörenden $(\alpha h)_1$ sein.

Leider gibt Gleichung (22) nur in seltenen Fällen sofort das endgültige ν_{Ki} an, weil die Knicksicherheit ν_{Ki} der unteren Stockwerke mit höherem Gewicht in die Mittelbildung eingeht, was man bei der Wahl von ν_{Kim} gleich berücksichtigen sollte. Abweichend von den übrigen Geschossen wird daher für den Teilrahmen des untersten Geschosses bei vorgegebenem $z_{u,1}$ und $z_{0,1}$ (aus Gleichung 24) $(\alpha h)_1$ und daraus ν_{Ki1} bestimmt.

Aus der Abweichung zwischen ν_{Ki1} und ν_{Kim} kann man sofort ein verbessertes ν_{Kim} angeben. Es ist meist nicht erforderlich, die Rechnung nun nochmals zu wiederholen, sondern es genügt, mit dem verbesserten ν_{Kim} neue Eigenwerte $(\alpha h)_i$ zu berechnen. Die Knicklängenbeiwerte β_i , die wir für den Stabilitätsnachweis benötigen, erhält man dann zu:

$$\beta_i = \frac{\pi}{(\alpha h)_i} \dots \dots \dots (25)$$

Die Rechnung wird am zweckmäßigsten in Tabellenform (Tafel 1) durchgeführt. Als Beispiel ist ein dreistöckiger Rahmen in allgemeinen Zahlen durchgerechnet. Die Reihenfolge der zu berechnenden Werte in den Spalten 8 und 9 ist durch Pfeile angedeutet. Es soll nochmals daran erinnert werden, daß κ_i — vor allem in den oberen Geschossen — auch negativ sein kann. In einem solchen Falle weist die Knickbiegeline in dem betreffenden Geschosß keinen Wendepunkt auf. Das Geschosß wirkt versteifend. Nach DIN 4114 Abschnitt Ri 14.12 muß die Wirkung der versteifenden

Geschosse außer acht gelassen werden. Es sind die Knicklängenbeiwerte β_i für den Rahmen ohne diese versteifenden Geschosse zu bestimmen. Dieser Forderung der DIN 4114 kann das Näherungsverfahren von Sahmel [4] gar nicht gerecht werden, so daß schon allein aus diesem Grunde besagtes Verfahren für die Bestimmung der Knicklängenbeiwerte ausschaltet. Sofern die Normalkräfte im linken und rechten Stiel eines Geschosses nicht gleich groß sind, was bei Windbelastung immer der Fall sein wird, empfiehlt es sich, dies durch den aus der DIN 4114 Abschnitt 14 bekannten Faktor $\sqrt{1/2 \cdot (1 + m)}$ zu berücksichtigen.

Im folgenden wird der Beweis geführt: Nach dem modernisierten Gaußschen Algorithmus ist der Wert einer z -gliedrigen Determinante gleich Null, wenn das Produkt der Hauptdiagonalglieder der

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
					aus Kurventafel		$(\alpha h)_i$ mit ν_{Kim}		
J_{R3}									
J_3 N_3 $N_3 \psi_3$ J_{R2}	h_3 $J_3 b$	J_{R3}	J_{R3}	z_{03}	ψ_3	ν_{Ki3}	ψ_3	$z_{03} \leftarrow J_{R3}$	
			$z_{u3} J_{R2}$	z_{u3}	$(\alpha h)_3$		$(\alpha h)_3$	$z_{u3} \rightarrow z_{u3} J_{R2}$	
J_2 N_2 $N_2 \psi_2$ h_2 J_{R1}	h_2 $J_2 b$	J_{R2}	$(1 - \kappa_2) J_{R2}$	z_{02}	ψ_2	ν_{Ki2}	ψ_2	$z_{02} \leftarrow (1 - \kappa_2) \cdot J_{R2}$	
			$z_{u2} J_{R1}$	z_{u2}	$(\alpha h)_2$		$(\alpha h)_2$	$z_{u2} \rightarrow z_{u2} J_{R1}$	
J_1 N_1 $N_1 \psi_1$ h_1 J_{R0}	h_1 $J_1 b$	J_{R1}	$(1 - \kappa_1) J_{R1}$	z_{01}	ψ_1	ν_{Ki1}	ψ_1	$z_{01} \leftarrow (1 - \kappa_1) \cdot J_{R1}$	
		J_{R0}	J_{R0}	z_{u1}	$(\alpha h)_1$		$(\alpha h)_1$	$z_{u1} \leftarrow J_{R0}$	
						ν_{Kim}			

Wiederholung ab Spalte 7

aus $(\alpha h)_1$

neues ν_{Kim}

Tafel 1

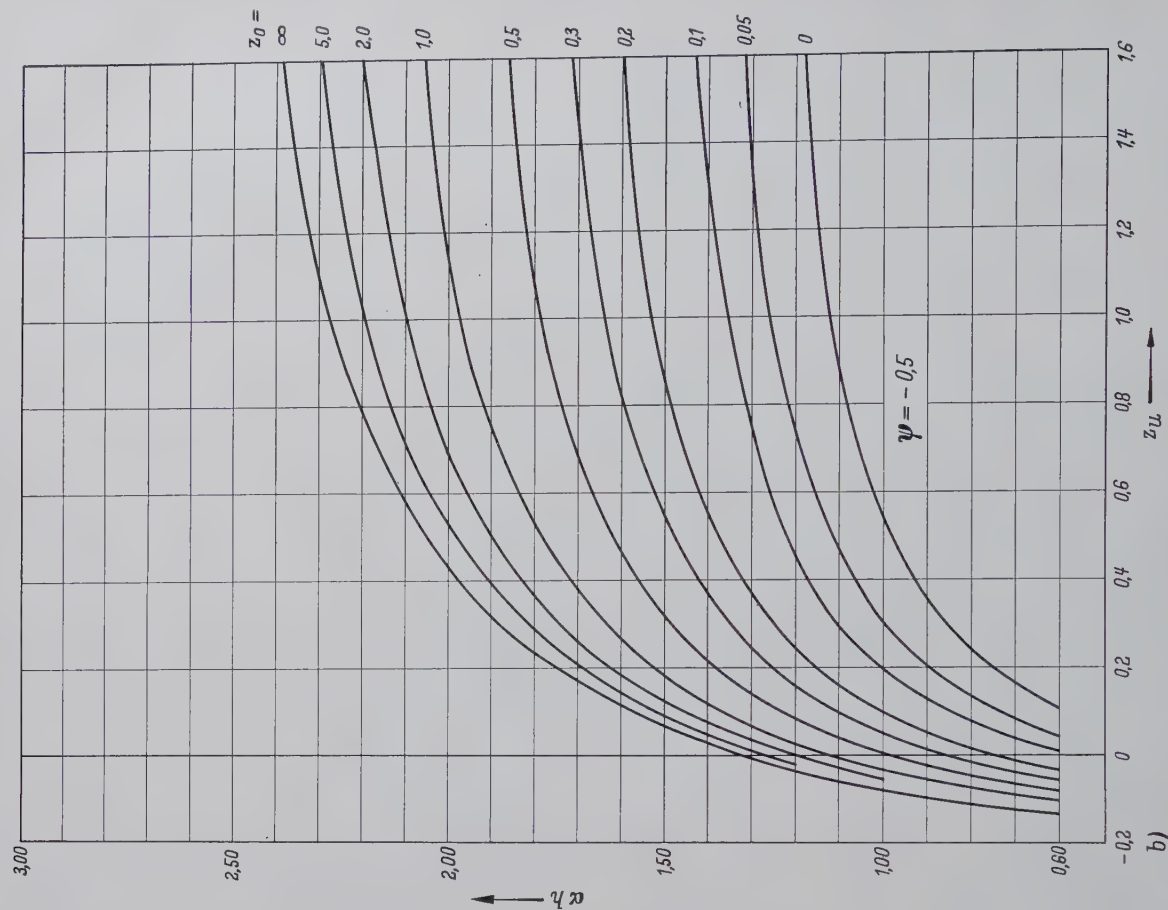
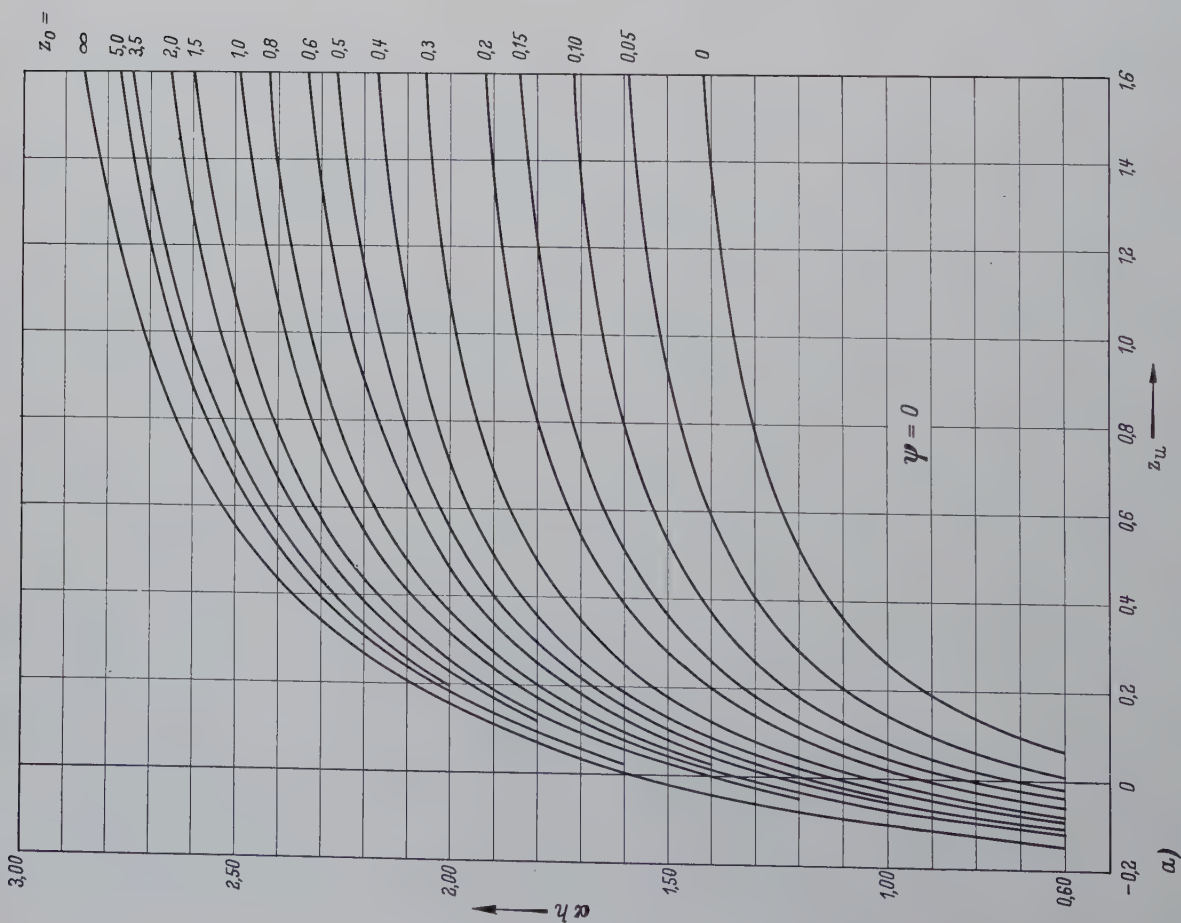


Bild 10. Auswertung der Knickbedingung Gleichung (6) für $\psi = 0$ und $\psi = -0.5$

b-c-Matrix

$$b_{11} \cdot b_{22} \dots b_{ii} \dots b_{zz} = 0 \quad (2c)$$

st. Aus der Rechenvorschrift für die Glieder b_{ii} folgt, daß der Wert einer Determinante nur dann verschwindet, wenn sich für das letzte Hauptdiagonalglied $b_{zz} = 0$ ergibt.

Für einen n -stöckigen elastisch oder starr eingespannten Rahmen ist $z = 2n$. Ist der Eigenwert — ausgedrückt durch ν_{Ki} — bekannt, erhält man also im z -gliedrigen Gleichungssystem $b_{zz} = 0$.

Wir berechnen einige b_{ik} - und c_{ik} -Werte für die Matrix (19) in allgemeinen Zahlen:

$$b_{11} = a_{11} = T_n - \psi_n \cdot (T_n - 1) - N_n \cdot K_{n,n} \cdot (1 - \psi_n) \quad (27a)$$

$$b_{12} = a_{12} = (S_n - T_n) + N_n \cdot K_{n,n} \quad (27b)$$

$$b_{13} = a_{13} = - \frac{N_{n-1}}{N_n} \cdot \left[S_n \cdot (1 - \psi_{n-1}) + \psi_n \cdot \frac{1 - \psi_{n-1}}{1 - \psi_n} \right] \quad (27c)$$

$$b_{21} = - \frac{a_{21}}{b_{11}} = - \frac{S_n - \psi_n \cdot (S_n - 1)}{T_n - \psi_n \cdot (T_n - 1) - N_n \cdot K_{n,n} \cdot (1 - \psi_n)} \quad (27d)$$

Die Gleichungen für b_{22} , b_{23} , b_{24} und c_{32} werden als entbehrliche Zwischenergebnisse hier nicht mitgeteilt.

Mit der Abkürzung:

$$G = (S_n^2 - T_n^2) \cdot (1 - \psi_n) + 2 \psi_n \cdot (S_n - T_n) + T_n \cdot N_n \cdot K_{n,n} \cdot (1 - \psi_n) + N_n \cdot K_{n,n} \cdot \psi_n + N_n \cdot K_{n,n-1} \cdot T_n - \psi_n \cdot (T_n - 1) - N_n \cdot K_{n,n} \cdot (1 - \psi_n) \quad (28)$$

erhält man für

$$b_{33} = a_{33} + c_{32} \cdot b_{23} = T_{n-1} - \psi_{n-1} \cdot (T_{n-1} - 1) - N_{n-1} \cdot K_{n-1,n-1} \cdot (1 - \psi_{n-1}) \cdot \left\{ \frac{(S_n^2 - T_n^2) \cdot (1 - \psi_n) + 2 \psi_n \cdot (S_n - T_n)}{G} + \frac{N_n \cdot K_{n,n} \cdot T_n \cdot (1 - \psi_n) + N_n \cdot K_{n,n} \cdot \psi_n}{G} \right\} \quad (29a)$$

$b_{34} = a_{34} + b_{24} \cdot c_{32}$; nach einigen Umformungen erhält man:

$$b_{34} = (S_{n-1} - T_{n-1}) + N_{n-1} \cdot K_{n-1,n-1} \cdot \left\{ \frac{(S_n^2 - T_n^2) \cdot (1 - \psi_n) + 2 \psi_n \cdot (S_n - T_n)}{G} + \frac{T_n \cdot N_n \cdot K_{n,n} \cdot (1 - \psi_n) + N_n \cdot K_{n,n} \cdot \psi_n}{G} \right\} \quad (29b)$$

$$b_{35} = a_{35} \quad (29c)$$

Wir benötigen keine weiteren Gleichungen.

Für das graphisch-iterative Verfahren braucht man die Lösung der Knickbedingung für den geschlossenen Rechteckrahmen (6), die in den beiden Diagrammen für zwei ψ -Werte dargestellt wurde. Die Knickbedingung (6) ist auch im Gleichungssystem (19) durch die vier Elemente a_{11} , a_{12} , a_{21} , a_{22} der zweigliedrigen Matrix enthalten. Die Knickbedingung für den geschlossenen Rechteckrahmen ist erfüllt, wenn $b_{22} = 0$ ist.

Wir nehmen an, der Eigenwert ν_{Ki} sei bekannt. Dann sind nach der Rechenvorschrift die Eigenwerte der Teilrahmen eines jeden Stockwerkes ebenfalls ν_{Ki} , und für jeden dieser Teilrahmen muß $b_{22} = 0$ sein. Der Teilrahmen im Stockwerk i hat einen oberen Riegel mit dem Trägheitsmoment $(1 - \kappa_i) \cdot J_{Ri}$ und einen unteren Riegel mit dem Trägheitsmoment $\kappa_{i-1} \cdot J_{Ri-1}$. Für den obersten Teilrahmen (n -tes Stockwerk) ist $\kappa_n = 0$; für den untersten Teilrahmen ist $\kappa_0 = 1$.

Wir beginnen beim obersten Stockwerk. Aus $b_{22} = 0$ für das oberste Geschoß läßt sich κ_{n-1} berechnen. Das heißt: es wird der Anteil des Riegelträgheitsmomentes J_{Rn-1} bestimmt, der bei nach Voraussetzung bekanntem ν_{Ki} die Knickbedingung erfüllt.

In a_{22} ist dann $K_{n,n-1}$ durch

$$K_{n,n-1} = \frac{1}{\kappa_{n-1}} \cdot K_{n,n-1} = \frac{1}{\kappa_{n-1}} \cdot \frac{b \cdot h_n}{6 E J_{Rn-1}} \quad (30)$$

zu ersetzen. Aus $b_{22} = 0$ ergibt sich:

$$\kappa_{n-1} = - \frac{b \cdot h_n}{6 E J_{Rn-1}} \cdot N_n \cdot \frac{T_n - \psi_n \cdot (T_n - 1) - N_n \cdot K_{n,n} \cdot (1 - \psi_n)}{\left[(S_n^2 - T_n^2) \cdot (1 - \psi_n) + 2 \psi_n \cdot (S_n - T_n) + T_n \cdot N_n \cdot K_{n,n} + N_n \cdot K_{n,n} \cdot \psi_n \right]} \quad (31)$$

Der Teilrahmen des Stockwerkes $(n-1)$ hat somit einen oberen Riegel mit dem Trägheitsmoment $(1 - \kappa_{n-1}) \cdot J_{Rn-1}$ und damit den K -Wert:

$$K_{n-1,n-1} = \frac{1}{(1 - \kappa_{n-1})} \cdot \frac{b \cdot h_{n-1}}{6 E J_{Rn-1}} \quad (32a)$$

Wir erhalten aus Gleichung (31) nach einigen Umformungen:

$$\frac{1}{(1 - \kappa_{n-1})} = \frac{(S_n^2 - T_n^2) \cdot (1 - \psi_n) + 2 \psi_n \cdot (S_n - T_n)}{G} + \frac{T_n \cdot N_n \cdot K_{n,n} \cdot (1 - \psi_n) + N_n \cdot K_{n,n} \cdot \psi_n}{G} \quad (32b)$$

Die rechte Seite dieser Gleichung ist bereits in Erscheinung getreten, und zwar als Koeffizient in den Gleichungen (29 a) für b_{33} und (29 b) für b_{34} .

Man erkennt, daß b_{33} mit a_{11} , b_{34} mit a_{12} , b_{35} mit a_{13} und b_{43} mit a_{31} übereinstimmt, wenn man jeweils den Index n um 1 erniedrigt und an Stelle von K_{ik} den von κ_k abhängigen Wert

$$K_{ik}^k = \frac{1}{(1 - \kappa_k)} \cdot \frac{b \cdot h_i}{6 E J_{Rk}} \quad (33)$$

eingführt. Sämtliche b_{ik} - und c_{ik} -Werte des z -gliedrigen Gleichungssystems für $i, k \geq 3$ können aus den Ausgangswerten a_{ik} des 2-gliedrigen Gleichungssystems ($i, k = 1, 2$) berechnet werden. Denn was für den Schritt $n \rightarrow n-1$ dargelegt wurde, gilt auch für jeden anderen Schritt $n-i \rightarrow n-i-1$. Die Bedingung für die Bestimmung des Eigenwertes ν_{Ki} : $b_{22} = 0$ ($z = 2n$) läßt sich also in n Bedingungen $b_{22} = 0$ überführen. Damit ist die Gültigkeit des graphisch-iterativen Verfahrens bewiesen.

Die Aufteilung der Riegelträgheitsmomente mittels des Beiwertes κ , wobei κ auch negativ sein kann, gestattet es, die ideale Knicklast von Rahmentragwerken zu bestimmen, bei denen die Pfosten innerhalb eines Stockwerkes abschnittsweise ihr Trägheitsmoment ändern. Man führt an jeder Sprungstelle des Trägheitsmomentes m einen gedachten Riegel J_{Rm} ein, dessen Trägheitsmoment als Summe der Trägheitsmomente des unteren Riegels im Stockwerk $m+1$ und des oberen Riegels im Stockwerk m gleich Null ist. Mit anderen Worten: zu dem positiven Riegelträgheitsmoment des einen Teilrahmens — beispielsweise m — gehört ein gleich großes negatives Riegelträgheitsmoment beim Teilrahmen $m+1$. Da also $J_{Rm} = 0$ ist, $\kappa \cdot J$ aber einen endlichen Wert darstellt, kann κ selbst nicht zahlenmäßig bestimmt werden.

Abschließend sei erwähnt, daß man das graphisch-iterative Verfahren auch bei anderen Systemen — z. B. mehrfeldriger Druckstab — anwenden kann, wenn man die Lösung der Knickbedingung für ein Teilelement dieses Systems in geeigneter Form in einem Diagramm darstellt.

2.4 Der ω -Nachweis nach Abschnitt 14 und Ri 14 in Verbindung mit Abschnitt 10 der DIN 4114

Sobald die wirksame Knicklänge s_K für die Stäbe des Rahmens ermittelt worden ist, kann der Spannungsnachweis geführt werden. Wir wollen zwei Arten von Belastungsfällen unterscheiden.

2.4.1 Belastungsfälle, die in den Stäben nur Normalkräfte hervorrufen

Belastungsfälle, die ausschließlich Normalkräfte hervorrufen, haben letztlich nur theoretisches Interesse. Sie führen auf die klassische Form des Verzweigungsproblems. Für den Stabilitäts-

nachweis mittels ω -Zahlen wird der Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$

berechnet und die der Baustahlsorte entsprechende ω -Zahl aus der Tafel der DIN 4114 entnommen. Es ist für jeden Stab des Rahmens der Nachweis zu führen:

$$\frac{\omega \cdot S}{F} \leq \sigma_{zul} \quad (34)$$

Für die Riegel, die bei Rechteckrahmen meistens frei von Normalkraft sind, entfällt der Spannungsnachweis. Der Nachweis mittels ω -Zahlen enthebt einen jeglicher Überlegungen bezüglich Einhaltung der Sicherheit oder bezüglich der Frage, ob man sich im elastischen oder plastischen Bereich der Knickspannungslinie befindet. Der direkte Nachweis über die Knicksicherheit ν_{Ki} ist zwar bei einem solchen Belastungsfall auch zur Konkurrenz zugelassen.

Er ist aber kaum vorteilhafter, weil mit ihm sofort die Frage der Abminderung der Knickspannung im plastischen Bereich und die Frage der Veränderlichkeit der vorgeschriebenen Knicksicherheit ν_K nach DIN 4114 Beachtung verdient.

2.42 Belastungsfälle, die in den Stäben Normalkräfte und Biegemomente hervorrufen

Wir wollen unsere Ausführungen auf den praktisch bedeutungsvollen Rahmentyp, den Rechteckrahmen in beliebiger Ausführung beschränken. Senkrechte in Richtung der Rahmenstiele wirkende Lasten — Einzel- oder Streckenlasten — greifen an den Rahmenenden und entlang der Riegel an, Horizontallasten als Einzellasten nur an den Rahmenenden. Der Spannungsnachweis ist nach Abschnitt 14 und Ri 14 in Verbindung mit Abschnitt 10 der DIN 4114 zu führen. Die entsprechenden Formeln lauten:

$$\text{Nach 10.01: } \frac{S}{F} \pm \frac{M}{W} \leq \sigma_{zul} \quad (35a)$$

$$\text{Nach 10.02: } \frac{\omega \cdot S}{F} + 0,9 \cdot \frac{M}{W_d} \leq \sigma_{zul} \quad (35b)$$

$$\frac{\omega \cdot S}{F} + \frac{300 + 2\lambda}{1000} \cdot \frac{M}{W_z} \leq \sigma_{zul} \quad (35c)$$

Die Belastungsfälle dieser Gruppe 2.42 unterteilen wir wie folgt:

1. Belastungen, die nach dem Kriterium von Klöppel-Lie trotz der von Haus aus vorhandenen Biegemomente auf ein Stabilitätsproblem mit Verzweigungspunkt führen;
2. Belastungen mit nur senkrechten Lasten;
3. Belastungen, bei denen senkrechte und waagerechte Lasten wirken.

Belastungen, die in Untergruppe 1 einzuordnen sind, gehören gleichzeitig zu 2 oder 3.

Zu einem Rahmen kann man sich beliebig viele Belastungsfälle denken, die nach dem Kriterium von Klöppel-Lie auf ein Stabilitätsproblem mit Verzweigungspunkt führen. Das bekannteste Beispiel ist der symmetrisch ausgebildete Rahmen unter symmetrischer Belastung. Chwalla [6] hat einen solchen Rahmen untersucht. Die Berechnung der kritischen Belastung (Verzweigungslast) ist sehr umständlich. Es zeigt sich jedoch, daß sogenannte Ersatzbelastungsfälle, die wesentlich einfacher zu rechnen sind, Ergebnisse liefern, die zwar auf der unsicheren Seite liegen, die aber mit den genauen Werten sehr gut übereinstimmen. Den Ersatzbelastungsfall erhält man, wenn man sich die zum wirklichen Belastungsfall gehörigen Normalkräfte in den Stäben des Rahmens als äußere Axiallasten auf eben dieselben Stäbe des Rahmens wirkend denkt.

Die unter der kritischen Last tatsächlich auftretende größte Spannung liegt aber meist erheblich über der zum Ersatzbelastungsfall gehörenden Knickspannung, weil ja die im wirklichen Belastungsfall auftretenden Biegemomente und die aus ihnen resultierenden Spannungen im Ersatzbelastungsfall nicht in Erscheinung treten. Wegen der Plastizität des Baustahles wird daher bei den meisten derartigen Belastungsfällen die zulässige Belastung nicht durch den ν -ten Teil der Verzweigungslast festgelegt, sondern durch die vorgeschriebene Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze im stärksten beanspruchten Querschnitt. Dies dürfte auch m. E. die Erklärung dafür sein, daß man bisher nichts von Schadensfällen gehört hat, die auf das Nichtbeachten des Kriteriums von Klöppel-Lie zurückzuführen sind. In Extremfällen, d. h. dort wo die größte Spannung bei Berücksichtigung der Biegemomente von der Spannung allein aus Normalkraft nur wenig abweicht — also bei großen Normalkräften und kleinen Biegemomenten — ist die Sicherheit durch den Stabilitätsnachweis für den Ersatzbelastungsfall, der nach (34) zu führen ist, gewährleistet.

Nach den bisherigen Ausführungen einschließlich der in Abschnitt 1 steht fest, daß ein Rahmentragwerk — abgesehen von dem eben erwähnten Ausnahmefall — gegen Erreichen der Traglast zu sichern ist.

Ein Ersatz für die Traglastberechnung ist der Nachweis mittels der Gleichungen (35). Die Unterteilung der Belastungsfälle der Gruppe 2.42 in solche, die zur Untergruppe 2 und solche, die zur Untergruppe 3 gehören, ist von Interesse, weil nach dem Wortlaut des Abschnittes 14.5 der DIN 4114 nur auf die Belastungsfälle der

Untergruppe 2 der ω -Nachweis angewendet werden darf. Dies wird meist übersehen. Es hat sich eingebürgert, auch für Belastungsfälle der Untergruppe 3 sich des ω -Nachweises zu bedienen. Der Grund hierfür wird sicherlich in der Einfachheit des ω -Nachweises zu suchen sein.

Stellt man nun die Frage, ob es zu vertreten ist, auch bei Belastungsfällen der Untergruppe 3 den ω -Nachweis anzuwenden, ohne daß es durch die DIN 4114 zugelassen ist, dann ist folgendes zu sagen.

Bei Belastungsfällen der Untergruppe 2 treten entweder kein Stabdrehwinkel auf, oder es stellen sich im Vergleich zu denen, die sich bei Belastungsfällen der Untergruppe 3 ergeben, nur sehr kleine Stabdrehwinkel ein. Daraus folgt, daß die Eckmomente der Stiele nach Spannungstheorie II. Ordnung (M^{II}) bei Belastungsfällen der Untergruppe 2 nur wenig von denen in die Bemessungsformel [Gleichung (35)] eingehenden Eckmomente nach Spannungstheorie I. Ordnung (M^I) abweichen. Beim Hinzutreten einer Horizontalkraft, die natürlich eine endliche Größe haben soll, nimmt das Eckmoment in weit stärkerem Maße zu, weil das Moment der Auflagerkräfte bezüglich der Rahmeneckpunkte (einmal Folge des Stabdrehwinkels) den entscheidenden Beitrag zum Zuwachs $\Delta M = M^{II} - M^I$ liefert.

Nun ist der ω -Nachweis sehr leistungsfähig, womit gesagt sein soll, daß größere Zuwächse ΔM , auch solche, wie sie bei den Belastungsfällen nach Untergruppe 3 auftreten, durch ihn gedeckt werden. Dies wird einmal durch die Tatsache bestätigt, daß man bei der Anwendung dieser Formeln keine ungünstigen Erfahrungen gemacht wurden, zum anderen Male haben zahlreiche eigene Vergleichsrechnungen keine gegenteilige Anschauung aufkommen lassen.

Daraus folgt wiederum, daß die Gleichungen (35) dann zu wirtschaftlichen Abmessungen führen, wenn ein Belastungsfall nach Untergruppe 2 vorliegt, wenn also keine oder nur sehr kleine Stabdrehwinkel auftreten. Man kann sich den Rahmen seitlich gestützt denken, und der Zuwachs ΔM ist sehr klein ($M^{II} \approx M^I$). Würde diese seitliche Stützung des Rahmens tatsächlich vorhanden, dann dürfte man mit Vorteil von der Bestimmung des Abschnitts 10.0 Gebrauch machen, wonach in die Gleichungen (35 b u. c) nur $1/2$ max einzusetzen ist.

Man kann aber von den einfachen Formeln (35) nicht erwarten, daß sie alle Reserven ausschöpfen können. Es bestehen jedoch keine Bedenken, sie auch bei vorhandenen Horizontalkräften für die Bemessung der Stiele anzuwenden.

Anders liegen die Verhältnisse für die Riegel. Da die Riegel in der Regel praktisch frei von Normalkraft sind, kommt für sie nur ein gewöhnlicher Spannungsnachweis mit den Biegemomenten nach Th. I. O. in Frage. Der Zuwachs $\Delta M = M^{II} - M^I$ für das Eckmoment am Stiel tritt in gleicher Größe zu dem Stabendmoment des Riegels nach Th. I. O. hinzu; er wird aber dort nicht berücksichtigt. Bei großen Zuwächsen ΔM , wie sie bei Belastungsfällen nach Untergruppe 3 auftreten, wird der Riegel mehr oder weniger zu schwach bemessen. Dies ist auch der Grund, warum die Vorschriften den ω -Nachweis nicht ausdrücklich zuläßt. Es ist hier die Spannungstheorie II. Ordnung am Platze (siehe [1] S. 119). Wenn man aber auf die Vorteile des Nachweises mittels ω -Zahlen auch bei Belastungsfällen nach 3. nicht verzichten will, dann sollte man zumindest beim Spannungsnachweis für den Riegel die zulässigen Spannungen an der Rahmenecke nicht ganz ausnutzen.

(Fortsetzung folgt)

Schrifttum

- [1] Klöppel, K.: Zur Einführung der neuen Stabilitätsvorschrift. Abhandlungen aus dem Stahlbau, Heft 12, S. 84 ff. Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn G. m. b. H., Bremen-Horn.
- [2] Klöppel, K. und Lie, K. H.: Das hinreichende Kriterium für den Verzweigungspunkt des elastischen Gleichgewichtes. Stahlbau 16 (1943) H. 6 S. 17.
- [3] Chwalla, E. und Jokisch, F.: Über das ebene Knickproblem am Stockwerkrahmen. Stahlbau 14 (1941) H. 8/9 S. 33 und H. 10/11 S. 47.
- [4] Sahmel, P.: Näherungsweise Berechnung der Knicklängen von Stockwerkrahmen. Stahlbau 24 (1955) H. 4 S. 89.
- [5] Zurmühl, R.: Praktische Mathematik für Ingenieure und Physiker. Springer-Verlag Berlin-Göttingen-Heidelberg. 1953.
- [6] Chwalla, E.: Die Stabilität lotrecht belasteter Rechteckrahmen. Bauingenieur 19 (1938) H. 5/6 S. 69.

Der Nesenbachviadukt bei Stuttgart-Vaihingen

Eine stählerne Fachwerkbrücke mit eingeschweißten Füllstäben

Von Bundesbahnberrät U. Giehrach, Stuttgart

DK 624.31 : 625.1

1. Einleitung

Am 29. 5. 1959 wurde der neue Überbau für das kriegszerstörte 2. Gleis des Nesenbachviaduktes bei Stuttgart-Vaihingen in Betrieb genommen. Das Bauwerk ist in mehrfacher Hinsicht bemerkenswert. Einmal wurden hier erstmalig im Bundesgebiet bei einer stählernen Fachwerkbrücke die Füllstäbe an die Knotenbleche der Gurte angeschweißt, anstatt sie mit Schrauben oder Nieten anzuschließen.

Der Anschluß von Diagonalen und Vertikalen in den Knotenpunkten mittels Niet- und Schraubenverbindungen entspricht der der Fachwerkstatik zu Grunde liegenden Theorie, daß die einzelnen Stäbe eines Fachwerks gelenkig an die Knotenpunkte angeschlossen sind. Diese Theorie trifft bei Schraubenanschlüssen aus normalfesten Schrauben, wie sie bei der Austauschbauweise (z. B. SKR-Brücken) üblich sind, zu. Die hier verwendeten Schrauben werden auf Abscheren oder Lochleibungsdruck beansprucht und haben gegenüber den Lochdurchmessern Toleranzen, so daß der Gesamtanschluß eines Stabes tatsächlich in gewissen Spielräumen gelenkig wirken kann.

Beim Anschluß mit Nieten ist diese Gelenkwirkung schon fragwürdiger. Der richtig sitzende Niet füllt das Nietloch satt aus, der Stabanschluß ist also praktisch starr. Ein Gelenk kann sich erst

2. Geschichtliches

Der im Frühjahr 1945 im Zuge der letzten Kriegereignisse zerstörte Viadukt über das Nesenbachtal bei Stuttgart-Vaihingen stammt aus dem Jahre 1904. Er bestand aus zwei eingleisigen Überbauten und war als Fachwerkkonstruktion mit offener, oben liegender Fahrbahn ausgebildet, dem System nach ein Gerber-Träger. Er überquert das Nesenbachtal in etwa 25 m Höhe.

Bei der Sprengung waren sämtliche Überbauten der über 3 Öffnungen mit 30,64 — 37,31 — 30,64 m Stützweite hinwegführenden Brücke zum Absturz gebracht worden; einer der beiden Pfeiler war völlig zerstört, vom anderen war die obere Hälfte unbrauchbar geworden.

Aus den erhalten gebliebenen Resten der Überbauten wurde zur Wiederbefahrbarmachung der Strecke ein Tragwerk im Gleis Horb—Stuttgart hergestellt. Auf die ehemals vorhandenen Gelenke wurde bei der Wiederherstellung verzichtet und der Überbau als Durchlaufträger über 3 Felder ausgebildet. Er wurde für Lastenzug E bemessen. Der nur in seinem oberen Teil zerstörte Pfeiler wurde auf die alte Höhe aufbetoniert, der zerstörte andere durch eine stählerne Pendelstütze ersetzt (Bild 1).



Bild 1. Der Nesenbachviadukt bei Stuttgart-Vaihingen nach eingleisiger Wiederherstellung 1946

bilden, wenn sich die Verbindungsteile deformieren. Andernfalls entstehen Nebenspannungen.

Der Anschluß eines Stabes durch hochfeste Schrauben geschieht dadurch, daß mittels der den Schrauben aufgezwungenen Vorspannung die Reibung entsprechend großer Flächen zur Übertragung der Kräfte der angeschlossenen Bauteile ausgenützt wird. Ein solcher Anschluß ist starr. Ein Gelenk könnte sich erst ausbilden, wenn in der auf Reibung beanspruchten Verbindung ein Gleiten eingetreten ist und sich damit die gleiche Wirkungsweise wie bei normalfesten Schrauben eingestellt hat.

Nachdem sich Fachwerkbrücken mit Stabanschlüssen aus hochfesten Schrauben in der Praxis bereits an verschiedenen Stellen bewährt haben, lag der Gedanke nahe, die tatsächliche Ungelenkigkeit der Knotenpunkte und die damit verbundenen Nebenspannungen von vorn herein in Kauf zu nehmen und die Füllstäbe einzuschweißen.

Eine weitere Besonderheit dieses Tragwerkes stellt die Ausnutzung der als Flachblechtafel ausgebildeten Fahrbahn als Obergurt der Brücke dar.

Untersuchungen und Messungen des Bundesbahn-Zentralamtes München — ausgelöst durch das Auftreten einzelner Schäden an Fahrbahnträgeranschlüssen — hatten schon vor längerer Zeit zu dem Ergebnis geführt, daß eine Beteiligung des Fahrbahnrostees nicht unterbrochener Fahrbahnen an der Haupttragwirkung vorhanden ist. Dieser Erkenntnis wurde im vorliegenden Fall in vollem Umfange Rechnung getragen.

Durch Versetzen des Einfahrsignals von Stuttgart Hbf her wurde das Bauwerk in den Bahnhofsbereich des Bf Stuttgart-Vaihingen mit einbezogen, um die betrieblichen Schwierigkeiten durch diesen eingleisigen Abschnitt auf der sonst zweigleisigen Strecke so gering als möglich zu halten. Trotzdem machte sich der Engpaß von Jahr zu Jahr unangenehmer für die Betriebsabwicklung bemerkbar, so daß die zweigleisige Wiederherstellung nicht mehr hinausgeschoben werden konnte.

3. Planung

Bei der Planung für einen neuen Überbau für das 2. Gleis mußte auf mehrere Dinge Rücksicht genommen werden.

Einmal mußte das neue Tragwerk in seinem äußeren Bild auf den vorhandenen Überbau abgestimmt werden. Da dem letzteren noch eine Lebensdauer von etwa 30 Jahren zugeschätzt wurde, entschloß man sich, den neuen Überbau im gleichen Fachwerksystem wie den alten auszuführen. Ein Blechträger wäre bei den gegebenen Stützweiten von 30 — 37 — 30 m zweifellos auch wirtschaftlich gewesen und hätte in ästhetischer Hinsicht manches für sich gehabt. Seine Wahl hätte jedoch zur Folge gehabt, daß das wenig befriedigende Bild zweier nebeneinander liegender verschiedenartiger und verschieden hoher Tragwerke auf lange Jahre hinaus bestanden hätte.

Es mußte weiterhin darauf Rücksicht genommen werden, daß das Bauwerk mehrere, teilweise sehr stark befahrene Straßen (südl. Ausfallstraße von Stuttgart in Richtung Böblingen mit 2 Fahrbahnen) und 2 Straßenbahngleise unterqueren. Das bedeutete, daß die Fahrbahn einen dichten Abschluß nach unten haben mußte, um

den Straßen- und Straßenbahnverkehr nicht durch herabfallende Schlacke und ähnliches zu gefährden. Diese örtlichen Verhältnisse brachten außerdem die Notwendigkeit mit sich, eine Montageweise zu wählen, bei der die Verkehrsabwicklung auf den unterkreuzenden Verkehrswegen möglichst wenig gestört wurde. Der ausgeführte Entwurf wurde gewählt, weil er die Notwendigkeiten der Örtlichkeit weitgehend berücksichtigte und technisch wie wirtschaftlich gleich interessant war.

4. Einzelheiten der Stahlkonstruktion

4.1 Das statische System

Das System des neuen Überbaues entspricht in seiner Linienführung dem des vorhandenen. Er ist ein über 3 Felder durchlaufender Fachwerkträger mit oben liegender Fahrbahn, der für Lastenzug S der Deutschen Bundesbahn bemessen ist (Bild 2). Während jedoch

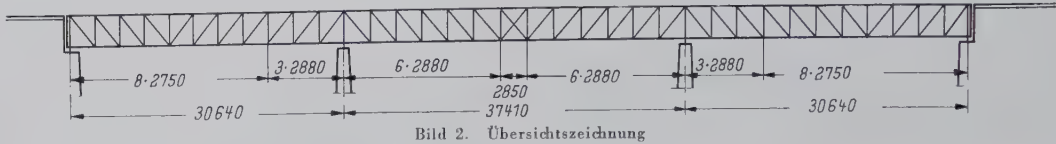


Bild 2. Übersichtszeichnung

bei dem alten Überbau die Verkehrslasten über Längs- und Quertträger auf die Hauptträger abgegeben werden, ist die Fahrbahn des neuen Überbaues als Trägerrost ausgebildet. Dieser überdeckt die ganze Brückenbreite und hat mehrere Aufgaben zu erfüllen. Er dient einmal als Obergurt des Fachwerkhauptträgers, zum anderen als Fahrbahn. Dementsprechend erfolgte seine Bemessung unter Berücksichtigung der Überlagerung von Obergurtnormalspannung und Längsträgerbiegespannung [1]. Darüber hinaus dient das Fahrbahnblech als obere Windscheibe.

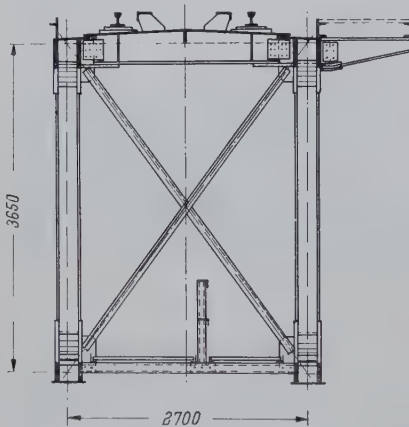


Bild 3. Normal-Querschnitt

Im Untergurt ist kein Windverband vorhanden. Die Windkräfte werden aus der Untergurtebene über Querverbände in jedem 2. Knotenpunkt an den Obergurt abgegeben. Durch vertikale Windscheiben über Pfeilern und Widerlagern werden sie von hier auf die Lager abgeleitet.

Der Abstand der Hauptträger beträgt 2,70 m, die Feldweiten in den Endöffnungen messen 2,75 m, in der Mittelöffnung 2,88 m (Bild 3).

Als Material wurde MSt 52-3 (rd. 35 ‰) und MRSt 37-2 (rd. 65 ‰) verwendet. Die geringste Blechdicke beträgt 6 mm. Das Gesamtgewicht des neuen Überbaues beträgt 158 t, das sind rd. 1,6 t/lfd. m. Der vorhandene alte Überbau weist demgegenüber ein Gewicht von 270 t oder rd. 2,7 t/lfd. m auf.

4.2 Das Tragwerk

Die Obergurte (Bild 4) des Tragwerkes bestehen aus dem Fahrbahnblech, den Längsträgern und den Beulsteifen. Aus statischen Gründen wäre nur eine Beulsteife auf jeder Außenseite des Fahrbahnbleches notwendig gewesen. Die tatsächliche Ausführung mit je 2 Beulsteifen auf jeder Seite hat folgende Gründe.

Der Anschluß der Füllstäbe an das Obergurtflachblech erfolgt über Knotenbleche, die mit Kehlnähten an das Flachblech angeschlossen sind. Das jeweils auf der Außenseite einer Tragwand liegende Knotenblech wurde dabei stumpf in die über die ganze Brückenlänge durchlaufende, in der gleichen Ebene liegende Beulsteife eingeschweißt. Bei der Einleitung der Differenzkräfte in das Flachblech wären nun zweifellos Unstetigkeiten entstanden, wenn für den Kraftanteil der innen gelegenen Bleche im Gegensatz zu den äußeren nur die Kehlnähtlängen im Bereich der Knotenbleche zur Verfügung gestanden hätten. Man entschloß sich deshalb, auch die innen gelegenen Knotenbleche des Obergurtes durch Beulsteifen zu verbinden. Damit ist ein gleichmäßiges Abfließen der in den Knotenpunkten eingeführten Fachwerkstabkräfte in das Flachblech gewährleistet.

Die Untergurte sind als geschlossene Hohlkästen ausgebildet, die Knotenbleche sind stumpf in die Stege eingeschweißt (Bild 5).

Die Füllstäbe sind ebenfalls als geschlossene Hohlkästen konstruiert. Ihr Anschluß an die Knotenbleche erfolgte durch Stumpf- und Kehlnähte. Die in der Tragwandebene liegenden beiden Bleche jeder Diagonale und jeder Vertikale sind stumpf gegen die Knotenbleche geschweißt. Die senkrecht dazu liegenden

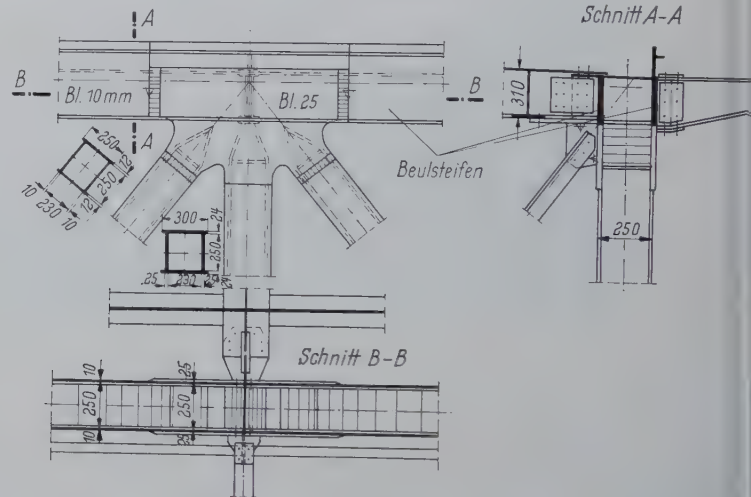


Bild 4. Obergurt-Knotenpunkt (Stütze)

beiden Bleche sind im Bereich der Knotenbleche V-förmig zusammengezogen und mittels Kehlnähten an diese angeschlossen. Der gleiche Stab ist dadurch jeweils etwa zur Hälfte über ein

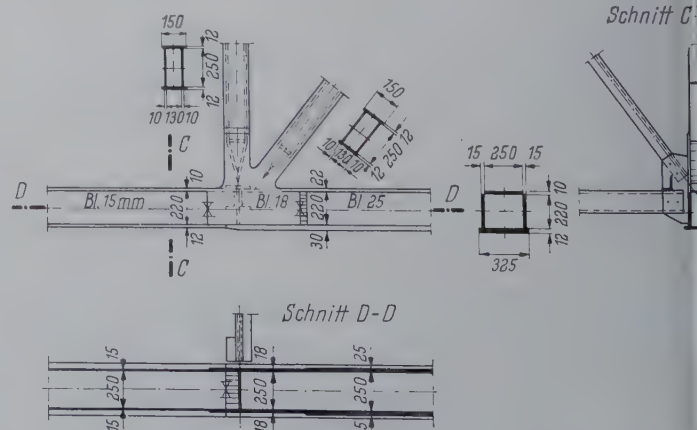


Bild 5. Untergurt-Knotenpunkt (Feld)

tumpfnah, also praktisch völlig starr angeschlossen, während der Anschluß der anderen Hälfte über eine Kehlnaht geschieht, die einen gewissen, wenn auch minimalen Schlupf zuläßt. Diese Tatsache wurde deshalb nicht als bedenklich angesehen, weil die die einzelnen Bleche der Füllstäbe verbindenden Kehlnähte außerhalb der Knotenpunktsbereiche ebenfalls schlupfen können und sich dadurch in Ausgleich ergibt.

3 Die Knotenbleche

Bei der Ausbildung der Knotenpunkte wurde besondere Sorgfalt darauf angewendet, Nebenspannungen auf ein Minimum herabzumindern. Zu diesem Zweck wurden die Knotenbleche spannungsoptischen Versuchen unterzogen, um die für den Kräfteverlauf günstigste Formgebung zu ermitteln.

Nach der Dissertation von Dr.-Ing. Werhan „Beitrag zur Spannungsermittlung in Knotenpunkten geschweißter stählerner Fachwerkbrücken“ (T. H. Hannover 1955) war auf Grund von Untersuchungen für eine andere, hochfest verschraubte Fachwerkbrücke [2] davon auszugehen, daß die Knotenbleche zwischen den anschließenden Stäben Ausrundungen mit möglichst großen Halbmessern erhalten müßten. Für die Versuche wurde der Untergurtnotenpunkt 2 gewählt. Die an ihm angreifenden Stabkräfte weisen größtmäßig mit die stärksten Unterschiede auf, so daß hier die augenfälligsten Ergebnisse zu erwarten waren.

Von der zunächst vorgesehenen Wahl eines Obergurtnotenpunktes für die Versuche wurde abgesehen, weil wegen der Art der Ausbildung des Obergurtes eine eindeutige Erfassung der auf ein Knotenblech entfallenden Kräfte nicht mit der Klarheit möglich zu sein schien wie bei einem Untergurtnotenpunkt. Die Versuche wurden aus Zeitgründen nur an ebenen Versuchskörpern durchgeführt. Dabei ergab sich, daß die größten Spannungsspitzen nicht im Bereich der Ausrundungen selbst, sondern in den Übergangszonen zwischen Gerader und Kreisbogen auftraten.

Die Ausrundungen eines weiteren Versuchskörpers wurden daher gegenüber dem ersten so abgeändert, daß der Übergang von der Geraden zum Kreisbogen parabelförmig erfolgte. Da die Knotenbleche in ihren Hauptabmessungen bereits zugeschnitten waren, war diese Formgebung nur dadurch zu erreichen, daß die Ausrundungshalbmesser verkleinert wurden, um dadurch die für den parabelförmigen Auslauf notwendige Länge zu gewinnen. Die damit verbundene Ausmagerung der Knotenbleche wurden soweit getrieben, wie dies unter Berücksichtigung der statisch erforderlichen Querschnittsfläche der Knotenbleche möglich war. Es hatte dies gleichzeitig den Vorteil, daß die Steifigkeit der Knotenpunkte auf ein Minimum herabgedrückt wurde.

Die mit diesem Versuchskörper vorgenommenen Belastungsversuche zeigten günstigere Ergebnisse als die mit dem Versuchskörper mit übergangslosen kreisförmigen Ausrundungen mit größeren Halbmessern. Die Spannungsspitzen an den Übergängen von der Geraden zur Ausrundung waren um so kleiner, je ausge-

prägter parabolisch der Übergang gestaltet werden konnte. Die Isochromatenbilder der beiden Versuchsausführungen geben ein deutliches Bild davon, welche Verbesserungen durch die Abänderung der Ausrundungen erreicht wurden (Bilder 6 und 7). Bei der tatsächlichen Ausführung wurden die Knotenbleche den Ergebnissen des 2. Versuchs entsprechend ausgerundet.



Bild 7. Isochromaten im Dunkelfeld bei parabolischer Ausrundung

5. Die Fahrbahn

5.1 Schienenbefestigung

Auf die Flachblechfahrbahntafel sind die Schienen unter Zwischenschaltung profilierter Gummiunterlagen unmittelbar aufgelagert. Ihre Befestigung erfolgte nach einer Musterzeichnung des Bundesbahn-Zentralamtes Minden für die schwellenlose Gleislagerung auf stählernen Fahrbahntafeln.

5.2 Entwässerung

Zur Entwässerung der Fahrbahntafel ist diese mit einem Quergefälle von 2,5 % von Brückenmitte nach außen versehen. Durch Hochziehen der äußeren Beulsteifen über die Fahrbahntafel hinaus sind entlang den Außenkanten Rinnen gebildet worden. In diesen sammelt sich das anfallende Wasser und wird durch das Längsgefälle des Überbaues, das mit 1 % dem der Streckenneigung an dieser Stelle entspricht, in einen Wasserfang am Widerlager gegen Stuttgart geleitet. Aus diesem fließt es einseitig in den anschließenden Bahngraben ab.

6. Nebeneinrichtungen

6.1 Zugverankerungen

Wegen des geringen Eigengewichtes der Konstruktion ist bei bestimmten Laststellungen an den Endauflagern nicht die erforderliche 1,3fache Sicherheit gegen Abheben vorhanden. Es war daher notwendig, an beiden Brückenenden zusätzliche Niederhaltevorrichtungen anzuordnen. Jede von ihnen hat eine theoretische Last von rd. 4,4 t aufzunehmen. Die konstruktive Durchbildung der Niederhaltevorrichtungen erfolgte derart, daß die Bewegungsvorgänge des Tragwerks durch sie nicht behindert werden. In die Kammermauern wurden Träger einbetoniert, die über kleine Gleitlager auf den oberen Deckblechen der Untergurte direkt über den Lagern nach oben gerichtete Auflagerreaktionen aufnehmen (Bild 8).

6.2 Untersuchungseinrichtungen

Zur Durchführung der turnusmäßigen Untersuchungen des Bauwerks wurde die Untergurtebene der Brücke mit Gitterrosten abgedeckt. Für die Untersuchung der Obergurtebene und der Außenflächen wurden fahrbare Besichtigungsleitern aus Leichtmetall beschafft. Ausklappbare Bühnen ermöglichen es, von diesen Leitern aus jeden Punkt der Tragkonstruktion zu besichtigen.

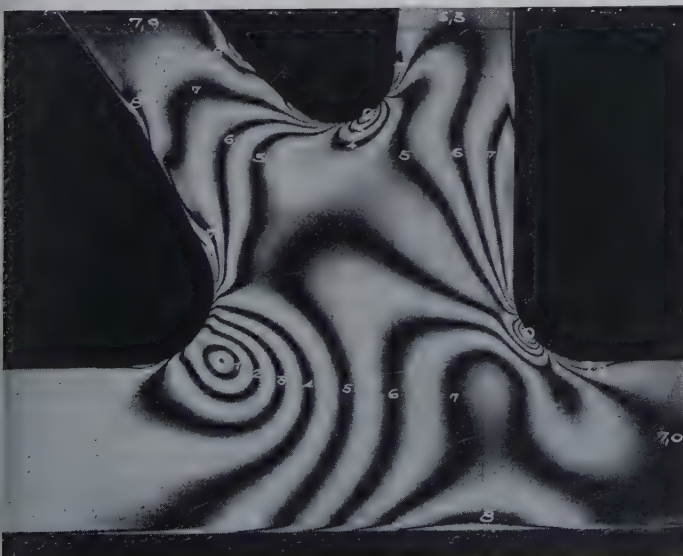


Bild 6. Isochromaten im Dunkelfeld bei kreisförmiger Ausrundung

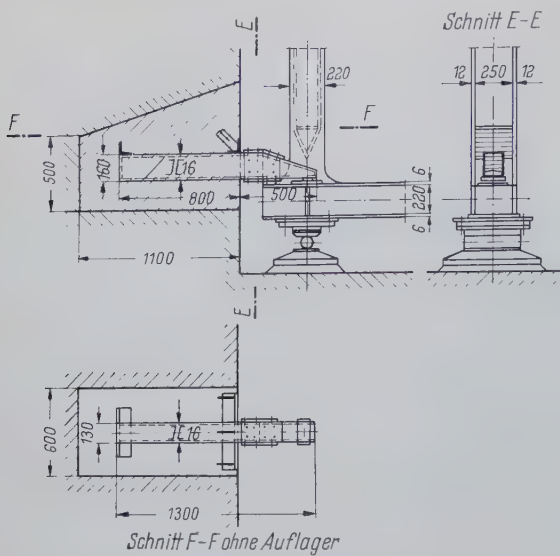


Bild 8. Zuganker an den Widerlagern

7. Bauausführung

7.1 Tiefbauarbeiten

Der Wiederaufbau des 2. Gleises des Nesenbachviaduktes begann mit der Wiederherstellung des gegen Stuttgart zu gelegenen Pfeilers, an dessen Stelle — wie eingangs beschrieben — nach der Zerstörung s. Z. eine stählerne Pendelstütze für den hergerichteten alten Überbau erstellt worden war. Sie hatte eine Höhe von etwa 12 m. Nachdem das Sandsteinmauerwerk und der Beton für den neuen Pfeiler um die Pendelstütze herum auf etwa $\frac{1}{3}$ ihrer Höhe hochgezogen und diese damit hinreichend unten eingespannt war, wurde das obere Gelenk der Pendelstütze durch Rollen ersetzt. Damit wurde erreicht, daß die Bewegungen des Überbaues sich nicht mehr der Stütze mitteilten, so daß das Abbinden des Betons beim weiteren Hochziehen des Pfeilers nicht gestört wurde.

7.2 Stahlbauarbeiten

Die Montage des rd. 100 m langen Überbaues erfolgte in sieben Schüssen von je etwa 15 m Länge. Diese Länge ergab sich aus den Abmessungen des Tiefladewaggons der DB, der für den Antransport der Brückenteile vom Werk zur Baustelle benutzt wurde. Für die Auflagerung des ersten Teilstückes war in der ersten Öffnung von



Bild 9. Montage eines Schusses über der Mittelloffnung. Der innere Hauptträger ist bereits anmontiert, der äußere wird gerade eingefahren

Stg-Vaihingen her eine zusätzliche Montagestütze erstellt worden. Der Zusammenbau der übrigen erfolgte dann im Freivorbau. Dies war einmal wegen der Tiefe des Taleinschnittes zweckmäßig, zu anderen waren damit die Störungen des Bauwerks unterkreuzten Verkehrs am geringsten.

Jeder der sieben Schüsse wurde in drei Einzelteilen angeliefert, den beiden je etwa 15 m langen Hauptträgerstücken und dem gleich langen Fahrbahnrost.

Die Montage erfolgte mittels zweier Eisenbahnkrane von je 25 t Tragkraft von dem in Betrieb befindlichen Überbau aus. Zunächst wurde das gegen den bestehenden Überbau gelegene Hauptträgerstück abgesetzt und mit Montagetraversen am alten Überbau gehalten. Anschließend wurde das außen gelegene Hauptträgerstück eingehoben, das wiederum gegen den bereits abgesetzten inneren Hauptträger abgestützt wurde (Bild 9). Schließlich wurde der Fahrbahnrost auf die beiden Hauptträger aufgesetzt und mit diesen verschraubt (Bilder 10, 11). Der ganze Vorgang benötigte $1\frac{1}{2}$ h



Bild 10. Detailbild vom Einfahren eines außen gelegenen Hauptträgerschusses

$1\frac{3}{4}$ Stunden Zeit. Während dieser Zeit waren die jeweils unter bewegten Lasten gelegenen Straßenteile oder Straßenbahngleise unter dem Bauwerk gesperrt. Da die Sperrzeiten zu einer günstigen Tageszeit, nämlich zwischen 11.00 und 13.00 Uhr lagen und Teilstücke der Straßen stets ungesperrt blieben, wurde der Straßenverkehr kaum behindert. Diese Montagevorgänge wiederholten sich



Bild 11. Aufsetzen des Fahrbahnrosts auf die montierten Hauptträger

ebenmal im Abstand von je 14 Tagen. In der Zwischenzeit wurde der Fahrbahnrost auf die Hauptträger aufgenietet und die Stöße der Hauptträger und des Fahrbahnrostes mittels hochfester Schrauben geschlossen.

Die Stoßstellen der Schüsse waren vor dem Versand in der Werkstatt gesandstrahlt und durch Kunststoffhüllen gegen Witterungseinflüsse geschützt worden. Die von den Stoßlaschen zu deckenden Teile der bereits montierten Teile wurden jeweils kurz vor dem Einbau eines neuen Teiles mit einem Vakublast-Gerät auf der Baustelle abgestrahlt, so daß mit Sicherheit damit gerechnet werden kann, daß die für die Verbindung der Stoßstellen mit hochfesten Schrauben vorausgesetzten Reibungsbeiwerte erreicht wurden.

3. Gleisbau

Die Herstellung schwellenloser Gleise auf Brücken erfordert einige Vorbereitungen, da die einmal fixierte Gleislage nur mit erheblichen Schwierigkeiten korrigiert werden kann.

Zunächst wurden die im Abstand von 60 bis 65 cm vorgesehenen Schienenbefestigungspunkte auf dem Fahrbahnblech angerissen und anschließend ein genaues Nivellement dieser Punkte aufgenommen. Aus diesem wurden die Dicken der Ausgleichsplatten ermittelt. Die Ausgleichsplatten, die auf das Flachblech aufgeschweißt wurden, gleichen die Höhendifferenzen zwischen der Sollhöhe der Schienen und den tatsächlichen Höhen aus, die sich aus Ungenauigkeiten wie Wälztoleranzen, Schweißverwerfungen usw. ergeben. Sie sind außerdem erforderlich, um die Schienenneigung 1:40 nach Gleismitte zu bei der gegebenen Querneigung des Fahrbahnbleches herzustellen. Auf diese Ausgleichsplatten werden profilierte Gummiauflagen aufgelegt. Darüber kommen dann die eigentlichen Schienenbefestigungsplatten (Rsw 1), die an den Ausgleichsplatten befestigt werden.

Das Aufschweißen der Ausgleichsplatten auf das Fahrbahnblech schien zunächst gewisse Schwierigkeiten zu bereiten. Durch die beim Schweißen unvermeidbaren Verwerfungen des Flachblechs liegen die 250 × 440 mm großen Ausgleichsplatten vielfach nicht gleichmäßig auf ihrer ganzen Fläche auf.

Bei bisherigen Ausführungen hatte man durch Unterkeilen der nicht anliegenden Plattenteile mit verschiedenen hohen Keilen diesem Übelstand abzuhelpen gesucht. Das erforderte viel Zeitaufwand, viel Kleinteile und zusätzliches Arbeitsgerät, ohne völlig zu befriedigen.

Beim Nesenbachviadukt wurde deshalb ein anderer Weg gegangen, der sich als zweckmäßig und einfach erwies. Die Ausgleichsplatten wurden an ihren Einbaustellen zunächst aufgelegt, die Neigung 1:40 eingewogen und diese Lage auf den Seiten, die hierbei nicht auf dem Flachblech auflagen, durch Einschieben von grob keilförmig mit dem Handhammer zugeschlagenen Elektrodenstücken fixiert. Die Elektrodenstücke wurden mit einem Schweißstopfen an die Ausgleichsplatten angeheftet. Die Platten wurden dann umgedreht und etwas über die Dicke der angehefteten Elektrodenstücke mit einem Terosonbrei bespachtelt. Teroson ist ein Eisenkitt, der ein hydraulisches Bindemittel enthält, hitzebeständig ist, in kurzer Zeit erhärtet und daher für den vorgenannten Zweck geeignet erschien. Die so bespachtelten Ausgleichsplatten wurden dann wieder an ihrer Einbaustelle aufgelegt und mittels Magneten — sogenannten „Saugegeln“ — auf das Fahrbahnblech aufgedrückt. Zwei solcher Geräte wurden beiderseits der betreffenden Ausgleichsplatte aufgesetzt und mit einer Traverse verbunden, von der aus die Platte mit einer Spindel auf das Fahrbahnblech gedrückt wurde. Die Größe des damit möglichen Aufpreßdruckes betrug 2 t.

Beim Anziehen der Spindel wurde der überschüssige Terosonbrei seitlich unter der Ausgleichsplatte herausgequetscht. Nach Wegkratzen desselben konnte die nunmehr auf ihrer ganzen Fläche satt aufliegende Platte rundherum angeschweißt werden. Zur besseren Herstellung der Schweißnähte wurden dort, wo sich zwischen

Blech und Platte Spalte mit mehr als 2 mm Stärke zeigten, Schweißdrahtstücke in diese Spalte eingelegt.

Nach dem Aufbringen der Schienen zeigten diese nur sehr geringe Abweichungen von der Sollage. Sie betrugen in der Seitenrichtung maximal 2 mm, in der Höhenlage maximal 3 mm.

Bild 12 zeigt das fertige Bauwerk.

Die für die Wiederherstellung des 2. Überbaues notwendigen Tiefbauarbeiten wurden von der Firma Ed. Züblin AG. Stuttgart ausgeführt. Die spannungsoptischen Untersuchungen führte das Institut für Spannungsoptik an der T. H. Stuttgart (Dr.-Ing. Beisswenger) durch.

Entwurf, Herstellung und Montage des neuen stählernen Überbaues lagen in den Händen der Firma Gollnow & Sohn, Karlsruhe.



Bild 12. Das fertige Bauwerk

8. Erfahrungen

Vor Inbetriebnahme des neuen Überbaues wurde dieser einer Belastungsprobe unterzogen, bei der neben Durchbiegungsmessungen umfangreiche Dehnungs- und Spannungsmessungen durch das Bundesbahn-Zentralamt München vorgenommen wurden. Dabei ergab sich, daß der Anschluß der Füllstäbe an die Knotenbleche der Gurtungen mittels Schweißung in der ausgeführten Form den bisher üblichen Verbindungsmitteln Niet und Schraube gleichwertig ist, daß die auf Grund der spannungsoptischen Untersuchungen gewählte Formgebung der Knotenbleche ihren Zweck erfüllt hat, Spannungsspitzen in den Knotenblechen weitmöglichst zu verhindern, und daß gegen die Ausnutzung des Fahrbahnrostes als Teil des Haupttragssystems bei der durchgeführten Art der Berechnung und der Dimensionierung keine Bedenken bestehen.

Schrifttum

- [1] P o p p, C.: Zur genauen Berechnung der Fahrbahnträger stählerner Eisenbahnbrücken. Forschungshefte auf dem Gebiet des Stahlbaues Heft 10, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1954 Springer-Verlag.
- [2] H o f f m a n n, E.: Geschweißte Eisenbahnfachwerkbrücken. ETR 3 (1954), Sonderheft 4.

Lösung unsymmetrisch räumlicher Stabsysteme nach dem Formänderungsverfahren insbesondere unter Verwendung kinematischer Ketten für die virtuellen Verschiebungszustände

Von Dipl.-Ing. R. Kapucuoglu, Ankara

DK 624.072.33 — 624.041.2

(Schluß aus Heft 9)

8. Die Beiwerte für zyklische symmetrische Rahmen mit schrägen Pfosten

Die allgemeinen Beiwerte vereinfachen sich erheblich. Bezüglich der geometrischen Eigenschaften siehe Abschnitt 6. Für die Beiwerte gilt zyklische Vertauschung.

8.1 Stäbe an den Knoten elastisch und in den Fußpunkten starr eingespannt

$$\left. \begin{aligned} Z_{KK}^{rr} &= -\frac{8}{l'_{Rx}} \cos^2 \alpha - \frac{2}{l'_{Rz}} \sin^2 \alpha - \frac{4}{l'_{Py}} \cos^2 \Theta - \frac{1}{l'_{Pz}} \sin^2 \Theta \\ Z_{KK}^{rv} &= Z_{KK}^{vr} = +\frac{4}{l'_{Py}} \sin \Theta \cdot \cos \Theta - \frac{1}{l'_{Pz}} \cos \Theta \cdot \sin \Theta \\ Z_{K,K-1}^{rr} &= Z_{K,K+1}^{rr} = -\frac{2}{l'_{Rx}} \cos^2 \alpha - \frac{1}{l'_{Rz}} \sin^2 \alpha \\ Z_{K,K-1}^{rt} &= -Z_{K,K+1}^{rt} = -\frac{2}{l'_{Rx}} \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \frac{1}{l'_{Rz}} \cos \alpha \cdot \sin \alpha \\ Z_{KK}^{rc} &= Z_{K,K+1}^{rc} = +\frac{3}{l'_{Rx} l'_R} \cdot \frac{\cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \Theta}{\sin \alpha} - \frac{3}{l'_{Py} l'_P} \cdot \frac{\cos \Theta}{\cos \alpha} \\ Z_{K,K-1}^{rc} &= Z_{K,K+2}^{rc} = -\frac{3}{l'_{Rx} l'_R} \cdot \frac{\cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \Theta}{\sin \alpha} \\ Z_{KK}^{tt} &= -\frac{8}{l'_{Rx}} \sin^2 \alpha - \frac{2}{l'_{Rz}} \cos^2 \alpha - \frac{4}{l'_{Px}} \\ Z_{K,K-1}^{tr} &= -Z_{K,K+1}^{tr} = +\frac{2}{l'_{Rx}} \cos \alpha \cdot \sin \alpha - \frac{1}{l'_{Rz}} \sin \alpha \cdot \cos \alpha \\ Z_{K,K-1}^{tt} &= Z_{K,K+1}^{tt} = +\frac{2}{l'_{Rx}} \sin^2 \alpha + \frac{1}{l'_{Rz}} \cos^2 \alpha \\ Z_{KK}^{tc} &= -Z_{K,K+1}^{tc} = -\frac{9}{l'_{Rx} l'_R} \operatorname{tg} \Theta + \frac{3}{l'_{Px} l'_P} \cdot \frac{1}{\cos \Theta \cdot \sin \alpha} \\ Z_{K,K-1}^{tc} &= Z_{K,K+2}^{tc} = +\frac{3}{l'_{Rx} l'_R} \operatorname{tg} \Theta \\ Z_{KK}^{vv} &= -\frac{8}{l'_{Ry}} - \frac{1}{l'_{Ry}} \cos^2 \Theta - \frac{4}{l'_{Py}} \sin^2 \Theta \\ Z_{K,K-1}^{vv} &= Z_{K,K+1}^{vv} = -\frac{2}{l'_{Ry}} \\ Z_{KK}^{vc} &= Z_{K,K+1}^{vc} = +\frac{6}{l'_{Ry} l'_R} \cdot \frac{2 \cos 2\alpha - 1}{\sin 2\alpha} + \\ &\quad + \frac{3}{l'_{Py} l'_P} \cdot \frac{\sin \Theta}{\cos \alpha} \\ Z_{K,K-1}^{vc} &= Z_{K,K+2}^{vc} = -\frac{6}{l'_{Ry} l'_R} \cdot \frac{1}{\sin 2\alpha} \\ Z_{KK}^{cc} &= -\frac{72}{l'_{Rx} (l'_R)^2} \cdot \frac{\cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg}^2 \Theta}{\sin^2 2\alpha} \\ &\quad - \frac{24}{l'_{Ry} (l'_R)^2} \cdot \frac{2 \cos^2 2\alpha + 1}{\sin^2 2\alpha} \\ &\quad - \frac{24}{l'_{Px} (l'_P)^2} \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{\cos^2 \Theta \cdot \sin^2 2\alpha} - \frac{24}{l'_{Py} (l'_P)^2} \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 2\alpha} \\ Z_{K,K-1}^{cc} &= Z_{K,K+1}^{cc} = +\frac{48}{l'_{Rx} (l'_R)^2} \cdot \frac{\cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg}^2 \Theta}{\sin^2 2\alpha} + \\ &\quad + \frac{48}{l'_{Ry} (l'_R)^2} \cdot \frac{\cos 2\alpha}{\sin^2 2\alpha} + \\ &\quad + \frac{12}{l'_{Px} (l'_P)^2} \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{\cos^2 \Theta \cdot \sin^2 2\alpha} - \frac{12}{l'_{Py} (l'_P)^2} \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 2\alpha} \\ Z_{K,K-2}^{cc} &= Z_{K,K+2}^{cc} = -\frac{12}{l'_{Rx} (l'_R)^2} \cdot \frac{\cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg}^2 \Theta}{\sin^2 2\alpha} - \\ &\quad - \frac{12}{l'_{Ry} (l'_R)^2} \cdot \frac{1}{\sin^2 2\alpha} \end{aligned} \right\} (21)$$

Belastungsglieder:

$$\left. \begin{aligned} Z_{K,0}^r &= -\cos \alpha (M_{K,0}^{x(R)} + M_{K,0}^{x(R+1)}) + \sin \alpha (M_{K,0}^{z(R+1)} - M_{K,0}^{z(R)}) \\ &\quad + M_{K,0}^{y(P)} \cos \Theta - M_{K,0}^{z(P)} \sin \Theta + \frac{6}{l'_{Rx}} \cos \alpha \\ &\quad (\partial_{R,0}^x + \partial_{R+1,0}^x) - \frac{6}{l'_{Py}} \partial_{P,0}^y \cos \Theta + M_K^r \\ Z_{K,0}^t &= \sin \alpha (M_{K,0}^{x(R)} - M_{K,0}^{x(R+1)}) - \cos \alpha (M_{K,0}^{z(R)} + M_{K,0}^{z(R+1)}) \\ &\quad + M_{K,0}^{y(P)} - \frac{6}{l'_{Rx}} \sin \alpha (\partial_{R,0}^x - \partial_{R+1,0}^x) - \frac{6}{l'_{Px}} \partial_{P,0}^x + M_K^t \\ Z_{K,0}^v &= -M_{K,0}^{y(R)} - M_{K,0}^{y(R+1)} - M_{K,0}^{z(P)} \cos \Theta - M_{K,0}^{y(P)} \sin \Theta \\ &\quad + \frac{6}{l'_{Ry}} (\partial_{R,0}^y + \partial_{R+1,0}^y) + \frac{6}{l'_{Py}} \partial_{P,0}^y \sin \Theta + M_K^v \\ Z_{K,0}^c &= \sum_R \left[(M_{K-1,0}^{x(R)} + M_{K,0}^{x(R)} - \frac{12}{l'_{Rx}} \partial_{R,0}^x) \partial_{RK}^{xc} + \right. \\ &\quad \left. + (M_{K-1,0}^{y(R)} + M_{K,0}^{y(R)} - \frac{12}{l'_{Ry}} \partial_{R,0}^y) \partial_{RK}^{yc} \right] + \\ &\quad + \sum_P \left[(M_{K,0}^{x(P)} + M_{K,0}^{x(P)} - \frac{12}{l'_{Px}} \partial_{P,0}^x) \partial_{PK}^{xc} + \right. \\ &\quad \left. + (M_{K,0}^{y(P)} + M_{K,0}^{y(P)} - \frac{12}{l'_{Py}} \partial_{P,0}^y) \partial_{PK}^{yc} \right] + A_L. \end{aligned} \right\} (22)$$

Die Anschlußmomente und Stabdrehwinkel ergeben sich aus Belastung, Stützenverschiebung und Temperaturänderung. Die Summanden $Z_{K,0}^r$, $Z_{K,0}^v$, $Z_{K,0}^t$, $Z_{K,0}^c$ erstrecken sich über die Riegel (R) und Pfosten (P) der Kette G_K^c in Bild 3.

8.2 Stäbe an den Knoten eingespannt und in den Fußpunkten gelenkig angeschlossen

Die Beiwerte gelten nach Gleichung (21) mit Ausnahme von:

$$\left. \begin{aligned} Z_{KK}^{rr} &= -\frac{8}{l'_{Rx}} \cos^2 \alpha - \frac{2}{l'_{Rz}} \sin^2 \alpha - \frac{3}{l'_{Py}} \cos^2 \Theta \\ Z_{KK}^{rv} &= Z_{KK}^{vr} = -\frac{3}{l'_{Py}} \sin \Theta \cdot \cos \Theta \\ Z_{KK}^{rc} &= Z_{K,K+1}^{rc} = +\frac{3}{l'_{Rx} l'_R} \cdot \frac{\cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \Theta}{\sin \alpha} - \frac{3}{2 l'_{Py} l'_P} \cdot \frac{\cos \Theta}{\cos \alpha} \\ Z_{KK}^{tt} &= -\frac{8}{l'_{Rx}} \sin^2 \alpha - \frac{2}{l'_{Rz}} \cos^2 \alpha - \frac{3}{l'_{Px}} \\ Z_{K,K-1}^{tc} &= -Z_{K,K+1}^{tc} = -\frac{9}{l'_{Rx} l'_R} \operatorname{tg} \Theta + \frac{3}{2 l'_{Px} l'_P} \cdot \frac{1}{\cos \Theta \cdot \sin \alpha} \\ Z_{KK}^{vv} &= -\frac{8}{l'_{Ry}} - \frac{3}{l'_{Py}} \sin^2 \Theta \\ Z_{KK}^{vc} &= Z_{K,K+1}^{vc} = +\frac{6}{l'_{Ry} l'_R} \cdot \frac{\cos 2\alpha - 1}{\sin 2\alpha} + \frac{3}{2 l'_{Py} l'_P} \cdot \frac{\sin \Theta}{\cos \alpha} \\ Z_{KK}^{cc} &= -\frac{72}{l'_{Rx} (l'_R)^2} \cdot \frac{\cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg}^2 \Theta}{\sin^2 2\alpha} - \frac{24}{l'_{Ry} (l'_R)^2} \cdot \frac{2 \cos^2 2\alpha + 1}{\sin^2 2\alpha} \\ &\quad - \frac{6}{l'_{Px} (l'_P)^2} \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{\cos^2 \Theta \cdot \sin^2 2\alpha} - \frac{6}{l'_{Py} (l'_P)^2} \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 2\alpha} \\ Z_{K,K-1}^{cc} &= Z_{K,K+1}^{cc} = +\frac{48}{l'_{Rx} (l'_R)^2} \cdot \frac{\cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg}^2 \Theta}{\sin^2 2\alpha} \\ &\quad + \frac{48}{l'_{Ry} (l'_R)^2} \cdot \frac{\cos 2\alpha}{\sin^2 2\alpha} + \frac{3}{l'_{Px} (l'_P)^2} \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{\cos^2 \Theta \cdot \sin^2 2\alpha} \\ &\quad - \frac{3}{l'_{Py} (l'_P)^2} \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 2\alpha} \end{aligned} \right\} (23)$$

elastungsglieder:

$$\left. \begin{aligned} Z_{K,0}^r &= -\cos \alpha (M_{K,0}^{x(R)} + M_{K,0}^{x(R+1)}) - \sin \alpha (M_{K,0}^{z(R)} - M_{K,0}^{z(R+1)}) + M_{K,0}^{y(P)} \cos \Theta \\ &\quad - M_{K,0}^{z(P)} \sin \Theta + \frac{6}{l_{Rx}'} \cos \alpha (\vartheta_{R,0}^x + \vartheta_{R+1,0}^x) - \frac{3}{l_{Py}'} \vartheta_{P,0}^y \cos \Theta + M_K^r \\ Z_{K,0}^t &= \sin \alpha (M_{K,0}^{x(R)} - M_{K,0}^{x(R+1)}) - \cos \alpha (M_{K,0}^{z(R)} + M_{K,0}^{z(R+1)}) + M_{K,0}^{x(P)} \\ &\quad - \frac{6}{l_{Rx}'} \sin \alpha (\vartheta_{R,0}^x - \vartheta_{R+1,0}^x) - \frac{3}{l_{Px}'} \vartheta_{P,0}^x + M_K^t \\ Z_{K,0}^v &= -M_{K,0}^{y(R)} - M_{K,0}^{y(R+1)} - M_{K,0}^{z(P)} \cos \Theta - M_{K,0}^{y(P)} \sin \Theta \\ &\quad + \frac{6}{l_{Ry}'} (\vartheta_{R,0}^y + \vartheta_{R+1,0}^y) + \frac{3}{l_{Py}'} \vartheta_{P,0}^y \sin \Theta + M_K^v \\ Z_{K,0}^c &= \sum_R \left[\left(M_{K-1,0}^{x(R)} + M_{K,0}^{x(R)} - \frac{12}{l_{Rx}'} \vartheta_{R,0}^x \right) \vartheta_{RK}^{xc} + \left(M_{K-1,0}^{y(R)} + M_{K,0}^{y(R)} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \frac{12}{l_{Ry}'} \vartheta_{R,0}^y \right) \vartheta_{RK}^{yc} \right] + \sum_P \left[\left(M_{K,0}^{x(P)} - \frac{3}{l_{Px}'} \vartheta_{P,0}^x \right) \vartheta_{PK}^{xc} \right. \\ &\quad \left. + \left(M_{K,0}^{y(P)} - \frac{3}{l_{Py}'} \vartheta_{P,0}^y \right) \vartheta_{PK}^{yc} \right] + A_L. \end{aligned} \right\} \dots \dots (24)$$

Bemerkungen wie unter 8.1.

Mit den Gleichungen (21) bis (24) sind alle Vorzeichen und Belastungsglieder der Matrix der Gleichgewichtsbedingungen für das zyklische symmetrische, räumliche Tragwerk mit schrägen Pfosten in allgemeiner Form bekannt. Für die Bestimmung der Beiwerte und Belastungsglieder des zyklisch-symmetrischräumlichen Tragwerks mit senkrechten Pfosten setzt man einfach in den Gleichungen (21) bis (24) $\Theta = 0$.

9. Berechnung und Nachprüfung der Schnittkräfte

Die Komponenten $\varphi_J^{x(R)}$, $\varphi_J^{y(R)}$, $\varphi_J^{z(R)}$ usw. und ϑ_R^x , ϑ_R^y , ϑ_R^z werden nach Gleichungen (1) und (2) aus den $(3n + p)$ unabhängigen Unbekannten φ_J^v , ζ_J^c ($v = r, t, v$) des Ansatzes durch Superposition berechnet. φ_J^v , ζ_J^c bilden nach Gleichung (5) die Grundlage zur Berechnung der statisch unbestimmten Anschlußkräfte $M_K^{x(R)}$, $M_K^{y(R)}$, $M_K^{z(P)}$ usw. des Riegels und Pfostens. Mit diesen sind die übrigen Schnittkräfte des Tragwerks statisch bestimmt; den ermittelten Momenten dienen die Proben $\sum M_J^r = \sum M_J^t = \sum M_J^v = 0$, die jeden Knoten befriedigen müssen. Ebenso ist die virtuelle Arbeit der Belastung und einer beliebigen Gruppe von Schnittkräften des Tragwerks, die als äußere Kräfte an der zugeordneten zwangsläufigen kinematischen Kette angreifen, gleich Null. Die statischen Bedingungen $\Pi A_K^c = 0$ enthalten dann neben der Belastung als äußere Kräfte nur Biegemomente des Tragwerks und können leicht beschrieben werden. Werden außerdem die Gleichgewichtsbedingungen der Schnittkräfte befriedigt, so ist das Ergebnis als richtig bestätigt. Damit ist die Lösung für jede Belastung eindeutig.

10. Die Berechnung des symmetrischen und unsymmetrischen räumlichen Rahmens durch die Anwendung des allgemeinen Ansatzes

10.1 Zyklischer symmetrischer räumlicher Rahmen mit vierschrägen, freidrehbar gestützten Pfosten

Das Tragwerk ist von Dr.-Ing. Erhard Schlechte [9] mit dem Formänderungsgrößenverfahren untersucht worden (1940, Dissertation, Dresden). Das Tragwerk ist nach dem Formänderungsgrößenverfahren 16-fach statisch unbestimmt. Die 16 unbekannten Größen werden in einer Matrix allgemeiner Form aufgestellt und die verschiedenen Belastungsfälle untersucht.

Geometrische Eigenschaften (siehe unter 4):

$$\begin{aligned} J_{Rx} &= J_c & J_{Px} &= J_{Py} = \frac{1}{8} J_c & l_P &= 10,0 \text{ m} \\ J_{Ry} &= \frac{1}{4} J_c & E:G &= 2 \\ D_R &= \frac{1}{3} J_c & l_R &= l_P \cos \Theta & l_{Px} &= l_{Py} = \frac{8 l_R}{\cos \Theta} \\ l_{Rz} &= 3 l_R & l_{Rz} &= l_R & l_{Ry} &= 4 l_R. \end{aligned}$$

Berechnung der Beiwerte Z nach den Gleichungen (21) bis (24) mit

$$2\alpha = \frac{360^\circ}{4} = 90^\circ, \quad \alpha = 45^\circ, \quad \Theta = 45^\circ, \\ \sin \alpha = \cos \alpha = \sin \Theta = \cos \Theta = \frac{\sqrt{2}}{2}, \quad \tan \Theta = 1.$$

Diese Beiwerte sind in der Tafel 1 (Ausgangsmatrix) zusammengestellt, Tafel 2 enthält die konjugierte Matrix.

Tafel 1. Matrix der Knoten- und Stabdrehwinkel des räumlichen symmetrischen Viereckrahmens

φ_A^v	φ_B^v	φ_C^v	φ_D^v	φ_A^r	φ_B^r	φ_C^r	φ_D^r	φ_A^t	φ_B^t	φ_C^t	φ_D^t	ζ_A^c	ζ_C^c	ζ_B^c	ζ_D^c
0,01593	-0,707 11 -3,01593	-0,707 11 -3,01593	-0,707 11 -3,01593	+0,187 50	+0,187 50	+0,187 50	+0,187 50					-0,281 25 -0,300 00 -0,300 00 -0,281 25	-0,300 00 -0,281 25 -0,300 00 -0,300 00	-0,281 25 -0,281 25 -0,300 00 -0,300 00	-0,300 00 -0,300 00 -0,281 25 -0,281 25
				-6,315 74	-1,649 91 -6,315 74	-1,649 91 -6,315 74	-1,649 91 -6,315 74	-1,178 51	+1,178 51 -1,178 51	+1,178 51 -1,178 51	-1,178 51 +1,178 51	+0,581 25 -0,600 00 -0,600 00 +0,581 25	-0,600 00 +0,581 25 -0,600 00 -0,600 00	+0,581 25 +0,581 25 -0,600 00 -0,600 00	-0,600 00 +0,581 25 +0,581 25 +0,581 25
								-6,503 24	+1,649 91 -6,503 24	+1,649 91 -6,503 24	+1,649 91 -6,503 24	-1,762 50 +0,600 00 -0,600 00 -1,762 50	-0,600 00 +0,581 25 -1,762 50 +0,600 00	+1,762 50 +0,581 25 +0,600 00 -0,600 00	+0,600 00 +0,600 00 +1,762 50 -1,762 50
												-1,199 19	-0,254 56 -1,199 19	+0,680 70 +0,680 70 -1,199 19	+0,680 70 +0,680 70 -0,254 56 -1,199 19

Tafel 2. Konjugierte Matrix des räumlichen symmetrischen Viereckrahmens

φ_A^v	φ_B^v	φ_C^v	φ_D^v	φ_A^r	φ_B^r	φ_C^r	φ_D^r	φ_A^t	φ_B^t	φ_C^t	φ_D^t	ζ_A^c	ζ_B^c	ζ_C^c	ζ_D^c
-0,299 676	+0,181 621 -0,299 677	+0,034 010 +0,181 621 -0,299 676	+0,181 621 +0,034 009 +0,181 621 -0,299 677	-0,020 383 +0,011 450 +0,004 184 +0,011 450	+0,011 450 -0,020 384 +0,001 145 +0,004 185	+0,004 186 +0,011 451 -0,020 383 +0,011 451	+0,011 451 +0,043 185 -0,020 383 -0,020 383	-0,003 971	+0,003 971 -0,003 970	+0,003 971 -0,003 971	-0,003 971 +0,003 970	-0,331 305 -0,284 185 -0,284 188 -0,331 304	-0,284 187 -0,331 303 -0,331 304 -0,284 185	-0,331 307 -0,331 306 -0,284 188 -0,284 187	-0,284 188 -0,284 188 -0,284 188 -0,284 188
				-0,262 850	+0,057 576 -0,262 851	+0,043 395 +0,057 576 -0,262 850	+0,057 576 +0,043 997 +0,057 575 -0,262 851	+0,023 341	+0,023 340 -0,023 340	+0,023 341 -0,023 341	-0,023 340 +0,023 340	-0,231 386 +0,210 259 +0,210 249 -0,231 392	+0,210 254 -0,231 390 -0,231 390 +0,210 255	-0,231 387 -0,231 389 +0,210 251 +0,210 254	+0,210 254 +0,210 251 +0,210 251 +0,210 254
								-0,352 415	+0,055 468 -0,352 415	-0,070 685 +0,055 466 -0,352 416	+0,005 547 -0,070 687 +0,055 468 -0,332 415	+0,426 704 -0,021 466 +0,021 460 -0,426 701	+0,021 465 -0,426 704 +0,021 465 -0,021 465	-0,426 704 +0,021 465 -0,021 465 +0,021 468	-0,021 465 +0,021 468 +0,021 468 +0,021 468
												-0,875 051	+2,287 381 -0,875 051	+1,636 002 -0,875 039	+1,636 002 +1,636 002 +1,636 002 +1,636 002

10.11 Belastungsfall waagerechte Kraft $P = 1 \text{ t}$ in Richtung Riegel $A-D$

Belastungsglied:

$$Z_{Ao}^c = A_L = (-1) 1 = -1,0.$$

Knotendrehwinkel und unabhängigen Parameter der Stabdrehwinkel (siehe Tafel 2):

$$\begin{aligned} \varphi_A^v &= -0,331\,305\,l_P & \varphi_A^r &= -0,231\,386\,l_P \\ \varphi_B^v &= -0,284\,185\,l_P & \varphi_B^r &= +0,210\,259\,l_P \\ \varphi_C^v &= -0,284\,188\,l_P & \varphi_C^r &= +0,210\,249\,l_P \\ \varphi_D^v &= -0,331\,304\,l_P & \varphi_D^r &= -0,231\,392\,l_P \\ \varphi_A^t &= +0,426\,704\,l_P & \zeta_A^c &= -0,875\,051\,l_P \\ \varphi_B^t &= -0,021\,466\,l_P & \zeta_B^c &= +1,636\,002\,l_P \\ \varphi_C^t &= +0,021\,460\,l_P & \zeta_C^c &= +2,287\,381\,l_P \\ \varphi_D^t &= -0,426\,701\,l_P & \zeta_D^c &= +1,635\,970\,l_P \end{aligned}$$

Stabendmomente:

Die Knotendrehwinkel und unabhängigen Parameter der Stabdrehwinkel bestimmen die Stabendmomente nach den Gleichungen

(7) und (8). Die Ergebnisse wurden in der Tafel 3, Spalte 1, zusammengestellt; Momentenfläche siehe Bild 6.

10.12 Waagerechte Kraft $P = 1 \text{ t}$ in der Mitte von Riegel (8). (Siehe Bild 7.)

Belastungsglieder:

Für Verschiebungszustand $\zeta_A^c = +1$

$$Z_{Ao}^v = -(1 \cdot l_R \cdot 0,125) = -1,25 \cos \alpha.$$

Für Verschiebungszustand $\zeta_B^c = +1$

$$Z_{Bo}^c = (l_R \cdot 0,125 - l_R \cdot 0,125) \left(-\frac{1}{l_R} \right) + \frac{1}{2} \cdot P = +\frac{1}{2} P$$

Für Verschiebungszustand $\zeta_D^c = +1$

$$Z_{Do}^v = -(-0,125 l_R) = 1,25 \cos \alpha,$$

$$Z_{Do}^c = (-0,125 l_R + 0,125 l_R) \left(-\frac{1}{l_R} \right) + -0,5 P = -0,5 P$$

Tafel 3. Ergebnisse für $P = 1 \text{ t}$ in Richtung Riegel $A-D$

Stab- endmomente	Eigene Rechnung	Ergebnisse von Schlechte [9]	Ergebnisse der Schlechte- Vorzeichen nach β -Matrix	Ergebnisse der trigonometrischen Reihe der Vorzeichen von Schlechte nach β -Matrix	Stab- endmomente	Eigene Rechnung	Ergebnisse von Schlechte [9]	Ergebnisse der Schlechte- Vorzeichen nach β -Matrix
	tm	tm	tm	tm		tm	tm	tm
$M_A^{x(8)}$	+ 0,312 836	- 1,686 167	- 0,353 929		$M_C^{x(6)}$	+ 0,027 285	- 0,221 749	
$M_A^{y(8)}$	+ 0,278 787	+ 0,691 975	- 0,229 135	- 0,887 642	$M_C^{y(6)}$	+ 0,378 739	+ 0,179 464	+ 0,208 466
$M_A^{z(8)}$	+ 0,130 209	- 0,127 562	+ 0,174 375		$M_C^{z(6)}$	+ 0,154 478	- 0,252 013	
$M_A^{x(5)}$	- 0,333 268	- 0,450 356	- 0,043 113		$M_C^{x(7)}$	- 0,260 481	- 0,823 709	
$M_A^{y(5)}$	- 0,245 788	+ 0,899 723	- 0,158 524	- 0,338 124	$M_C^{y(7)}$	- 0,212 472	+ 0,728 886	- 0,404 121
$M_A^{z(5)}$	+ 0,156 432	- 0,013 011	+ 0,064 184		$M_C^{z(7)}$	+ 0,156 435	- 0,013 011	
$M_A^{x(1)}$	- 0,254 178	+ 0,774 494	+ 0,218 085		$M_C^{x(3)}$	+ 0,016 380	- 0,613 132	
$M_A^{y(1)}$	- 0,046 673	- 2,251 075	+ 0,063 828	- 0,026 884	$M_C^{y(3)}$	- 0,235 141	- 1,284 460	- 0,063 829
$M_B^{x(5)}$	- 0,260 454	- 0,823 790			$M_D^{x(7)}$	- 0,333 281	- 0,450 356	
$M_B^{y(5)}$	- 0,212 469	+ 0,728 886	- 0,073 048		$M_D^{y(7)}$	+ 0,245 789	+ 0,899 723	- 0,364 554
$M_B^{z(5)}$	- 0,156 432	+ 0,013 011			$M_D^{z(7)}$	- 0,256 435	+ 0,013 011	
$M_B^{x(6)}$	+ 0,027 293	- 0,221 749	+ 0,126 907		$M_D^{x(8)}$	+ 0,312 830	- 1,686 167	+ 0,084 140
$M_B^{y(6)}$	+ 0,378 741	+ 0,179 464	+ 0,360 500		$M_D^{y(8)}$	+ 0 278 788	+ 0,691 975	+ 0,202 133
$M_B^{z(6)}$	- 0,154 478	+ 0,252 013	- 0,064 184		$M_D^{z(8)}$	- 0,130 209	+ 0,127 562	- 0,174 375
$M_B^{x(2)}$	- 0,016 377	+ 0,613 132			$M_D^{x(4)}$	+ 0,254 176	- 0,774 494	
$M_B^{y(2)}$	- 0,235 143	- 1,284 460	- 0,066 029		$M_D^{y(4)}$	- 0,046 670	- 2,251 075	+ 0,066 029

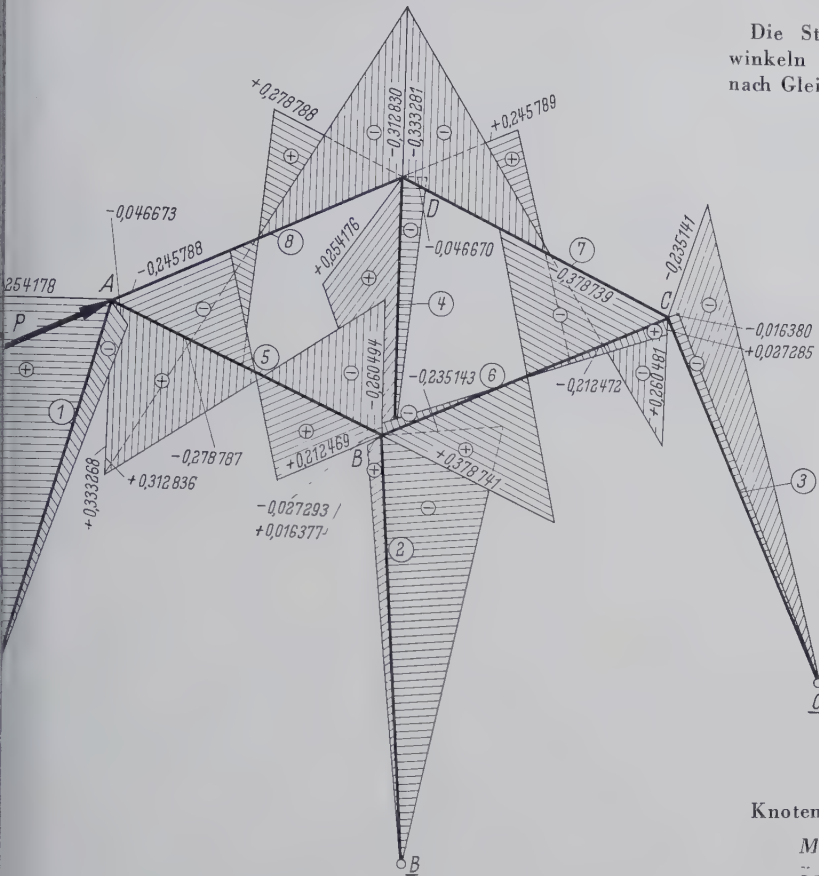


Bild 6. Die Biegemomentenfläche M^x , M^y für die Last $P = 1^t$ in Richtung des Riegels A — D

Die Stabendmomente sind Funktionen von den Knotendrehwinkeln und der unabhängigen Parameter der Stabdrehwinkel: nach Gleichung (7) und (8).

Knoten A

$$\begin{aligned} M_A^{x(8)} &= -0,012\,861 \text{ tm}, & M_A^{y(8)} &= +0,599\,738 \text{ tm}, \\ M_A^{z(8)} &= 0,000\,000 \text{ tm}, & M_A^{x(5)} &= -0,192\,834 \text{ tm}, \\ M_A^{y(5)} &= -0,459\,382 \text{ tm}, & M_A^{z(5)} &= -0,007\,236 \text{ tm}, \\ M_A^{x(1)} &= -0,132\,400 \text{ tm}, & M_A^{y(1)} &= -0,198\,473 \text{ tm}. \end{aligned}$$

Knoten B

$$\begin{aligned} M_B^{x(5)} &= -0,123\,718 \text{ tm}, & M_B^{y(5)} &= -0,066\,315 \text{ tm}, \\ M_B^{z(5)} &= +0,007\,236 \text{ tm}, & M_B^{x(6)} &= +0,056\,276 \text{ tm}, \\ M_B^{y(6)} &= -0,108\,921 \text{ tm}, & M_B^{z(6)} &= 0,000\,000 \text{ tm}, \\ M_B^{x(2)} &= +0,132\,399 \text{ tm}, & M_B^{y(2)} &= -0,060\,237 \text{ tm}. \end{aligned}$$

Knoten C

$$\begin{aligned} M_C^{x(6)} &= -0,056\,258 \text{ tm}, & M_C^{y(6)} &= -0,108\,912 \text{ tm}, \\ M_C^{z(6)} &= 0,000\,000 \text{ tm}, & M_C^{x(7)} &= +0,123\,746 \text{ tm}, \\ M_C^{y(7)} &= +0,066\,324 \text{ tm}, & M_C^{z(7)} &= +0,007\,236 \text{ tm}, \\ M_C^{x(3)} &= +0,132\,401 \text{ tm}, & M_C^{y(3)} &= +0,060\,238 \text{ tm}. \end{aligned}$$

Knoten D

$$\begin{aligned} M_D^{x(7)} &= +0,192\,868 \text{ tm}, & M_D^{y(7)} &= +0,459\,394 \text{ tm}, \\ M_D^{z(7)} &= -0,007\,236 \text{ tm}, & M_D^{x(8)} &= +0,012\,838 \text{ tm}, \\ M_D^{y(8)} &= -0,599\,725 \text{ tm}, & M_D^{z(8)} &= 0,000\,000 \text{ tm}, \\ M_D^{x(4)} &= -0,132\,400 \text{ tm}, & M_D^{y(4)} &= +0,198\,476 \text{ tm}. \end{aligned}$$

Die Knotendrehwinkel und unabhängigen Parameter der Stabdrehwinkel:

$$\begin{aligned} \varphi_A^v &= -0,401\,849 \, l_P, \\ \varphi_A^r &= +0,192\,684 \, l_P, \\ \varphi_B^v &= -0,154\,033 \, l_P, \\ \varphi_B^r &= +0,227\,244 \, l_P, \\ \varphi_C^v &= -0,154\,029 \, l_P, \\ \varphi_C^r &= -0,227\,244 \, l_P, \\ \varphi_D^v &= +0,401\,855 \, l_P, \\ \varphi_D^r &= -0,192\,686 \, l_P, \\ \varphi_A^t &= +0,199\,111 \, l_P, \\ \xi_A^c &= -0,000\,017 \, l_P, \\ \varphi_B^t &= -0,199\,109 \, l_P, \\ \xi_B^c &= +1,539\,561 \, l_P, \\ \varphi_C^t &= -0,199\,112 \, l_P, \\ \xi_C^c &= -0,000\,003 \, l_P, \\ \varphi_D^t &= +0,199\,109 \, l_P, \\ \xi_D^c &= -1,539\,584 \, l_P. \end{aligned}$$

Damit bestätigen die Ergebnisse der verschiedenen Belastungsfälle die Gleichgewichtsbedingungen der Schnittkräfte.

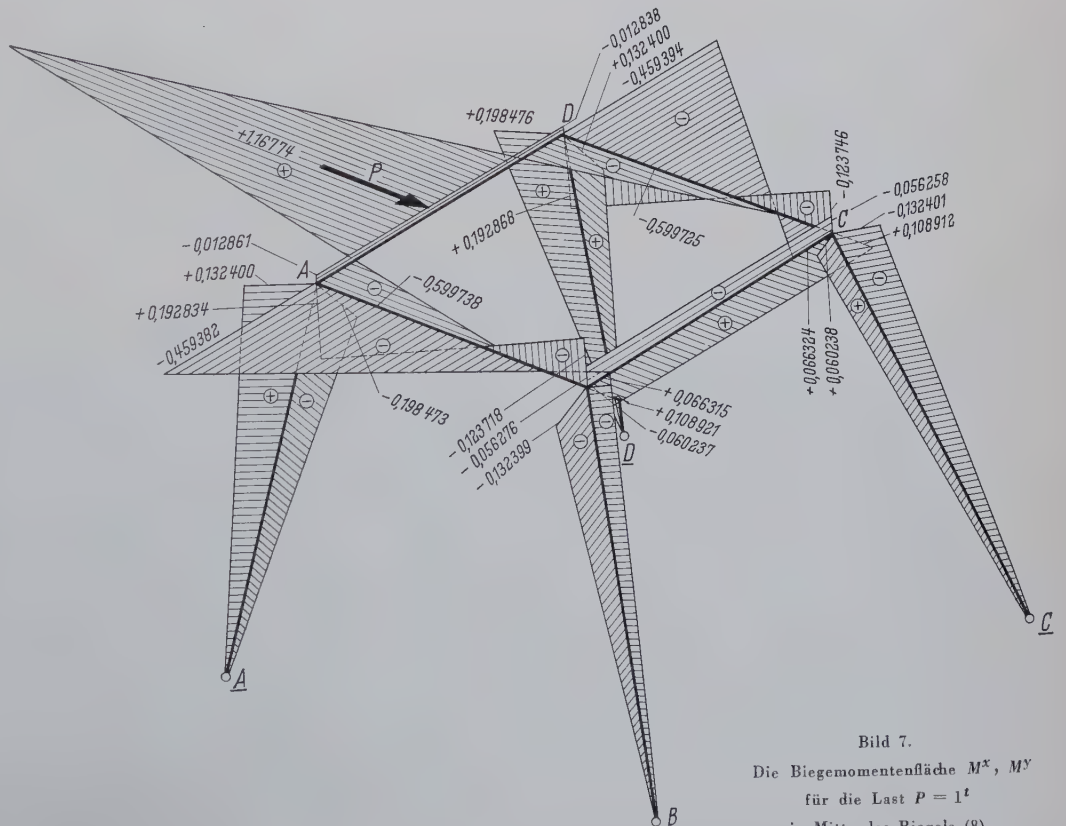


Bild 7.
Die Biegemomentenfläche M^x , M^y
für die Last $P = 1^t$
in Mitte des Riegels (8)

Tafel 4 (Fortsetzung)

φ_A^t	φ_B^t	φ_C^t	φ_D^t	φ_E^t	φ_F^t	ζ_A^c	ζ_E^c	ζ_F^c	ζ_B^c	ζ_D^c	ζ_C^c
						- 0,241 55 - 0,398 98		- 0,192 77	+ 0,178 92 - 0,416 69 - 0,772 94	- 0,869 64 - 0,566 08 - 0,050 96 - 0,354 52	- 0,434 78 + 0,514 75 + 0,636 46 - 0,313 07
						- 1,110 37 - 0,952 94	- 0,260 99 + 0,118 50 - 0,812 96 - 1,192 45	- 0,404 96 + 0 860 37 - 1 072 56	- 0,177 33		
- 0,143 60 - 0,215 05 + 0,143 09	+ 0,162 01 + 0,131 77 - 0,259 43	+ 0,194 69 + 0,187 39 - 0,107 92	+ 0,176 16 - 0,055 81 - 0,200 01	+ 0,137 26 - 0,246 34 - 0,253 38	- 0,108 52 + 0,303 99 + 0,369 84	- 0,018 32 - 0,017 31	- 0,017 97 - 0,016 81	- 0,016 81 - 0,017 31	- 0,018 32 - 0,017 29	- 0,016 55 - 0,017 97	- 0,017 29 - 0,016 55
- 0,941 94	+ 0,201 80 - 1,022 70	+ 0,227 51 - 0,827 71	+ 0,143 64 - 0,926 45	+ 0,173 72 - 0,983 22	+ 0,283 09 - 1,005 72	+ 0,026 14 - 0,030 08	- 0,027 23 + 0,033 26	- 0,033 26 + 0,030 08	- 0,026 14 + 0,030 18	- 0,035 46 + 0,027 23	- 0,030 18 + 0,035 46
						- 1,296 68	- 1,103 39 - 1,512 59	+ 1,233 53 + 1,479 88 - 1,651 68	+ 0,246 51 - 0,836 98	+ 0,325 82 - 0,205 30 - 0,672 18 - 1,098 24	- 0,231 29 - 0,136 18 + 0,942 49 + 0,987 42 - 1,326 15

0.2 Unsymmetrisch räumliche Rahmen mit sechsenkrechten, freidrehbaren Pfosten
Das Tragwerk ist nach den Formänderungsgrößenverfahren 24fach unbestimmt. Geometrische Eigenschaften siehe unter 4, 5 und Bild 8. Die Berechnung der Beiwerte Z erfolgt nach den Gleichungen (11), (13), (19).

Diese Werte sind in Tafel 4 beschrieben.

$J_{Ry} = J_{Rx} = J_{Px} = J_{Py} = J_c = \text{const},$
 $l'_{R8y} = l'_{R8x} = 3,0 \text{ m},$
 $l'_{R7y} = l'_{R7x} = 4,0 \text{ m},$
 $l'_{R9y} = l'_{R9x} = 5,0 \text{ m},$
 $l'_{R10y} = l'_{R10x} = 4,29 \text{ m},$
 $l'_{R11y} = l'_{R11x} = 2,5 \text{ m},$
 $l'_{R12y} = l'_{R12x} = 6,00 \text{ m},$
 $l'_{P1y} = l'_{P1x} \dots l'_{P6y} = l'_{P6x} = 10,0 \text{ m},$
 $D_R = \frac{2}{3} J_c,$
 $E : G = 2,$
 $l'_{R7z} = 12,0 \text{ m}, \quad l'_{R8z} = 9,0 \text{ m},$
 $l'_{R9z} = 15,0 \text{ m}, \quad l'_{R10z} = 12,87 \text{ m},$
 $l'_{R11z} = 7,5 \text{ m}, \quad l'_{R12z} = 18,0 \text{ m}.$

Belastungsfall $P = 1 \text{ t}$ nach Bild 9.

Belastungsglieder:

$M_{Co}^{y(9)} = - 0,720\,000 \text{ tm},$
 $M_{Do}^{y(9)} = + 0,480\,000 \text{ tm}.$
 $\vartheta_{9C}^{yc} = - \frac{1}{5} \cdot \frac{1}{\sin 50^\circ 03'} = - 0,260\,892,$
 $\vartheta_{9D}^{yc} = + 1 : 5 \cdot (1/\tan 66^\circ, 52' + 1 : \tan 50^\circ, 03') = + 0,252\,966,$
 $\vartheta_{9E}^{yc} = - 1 : 5 \cdot (1/\sin 66^\circ, 52') = - 0,217\,488.$
 $Z_{Co}^v = - (- 0,720\,000) = + 0,720\,000 \text{ tm},$
 $Z_{Do}^v = - (+ 0,480\,000) = - 0,480\,000 \text{ tm},$
 $Z_{Co}^c = (- 0,720\,000 + 0,480\,000) \cdot (- 0,260\,892) + 1 \cdot (- 0,782\,676) = - 0,720\,062,$
 $Z_{Do}^c = (- 0,720\,000 + 0,480\,000) \cdot (+ 0,252\,966) + 1 \cdot (+ 0,331\,675) = + 0,270\,966,$
 $Z_{Eo}^c = (- 0,720\,000 + 0,480\,000) \cdot (- 0,217\,488) + 1 \cdot (+ 0,434\,976) = + 0,487\,173.$

Tafel 5 (Fortsetzung)

φ_A^t	φ_B^t	φ_C^t	φ_D^t	φ_E^t	φ_F^t	ζ_A^c	ζ_E^c	ζ_F^c	ζ_B^c	ζ_D^c	ζ_C^c
- 0,013 805 - 0,005 292 - 0,033 056 - 0,019 816 - 0,002 511 - 0,023 469	+ 0,019 839 + 0,029 383 + 0,050 098 + 0,023 531 + 0,028 206 + 0,045 020	+ 0,104 665 + 0,066 519 + 0,090 615 + 0,107 994 + 0,070 098 + 0,089 537	- 0,021 815 - 0,010 776 - 0,037 390 - 0,025 073 - 0,013 957 - 0,036 611	- 0,044 716 - 0,036 022 - 0,016 056 - 0,044 015 - 0,030 880 - 0,011 770	+ 0,041 497 + 0,020 058 + 0,045 075 + 0,048 020 + 0,016 070 + 0,033 548	+ 10,892 370 + 11,371 746 + 10,620 749 + 10,717 165 + 11,465 228 + 10,917 318	+ 12,197 949 + 12,243 042 + 12,762 135 + 12,238 057 + 12,349 313 + 12,821 283	+ 14,675 485 + 14,370 190 + 14,350 331 + 14,723 875 + 14,285 339 + 14,211 224	+ 13,479 161 + 13,622 033 + 14,184 221 + 13,587 974 + 13,582 914 + 14,028 304	+ 10,714 218 + 11,296 384 + 10,617 984 + 10,617 991 + 11,234 380 + 10,679 075	+ 13,820 492 + 13,425 254 + 13,280 282 + 13,791 843 + 13,464 320 + 13,342 772
+ 0,112 007 + 0,103 305 - 0,017 575 + 0,009 977 + 0,019 562 - 0,123 510	- 0,081 077 + 0,072 660 + 0,079 330 - 0,027 669 - 0,009 571 + 0,021 452	+ 0,031 975 - 0,052 119 + 0,119 682 + 0,100 191 + 0,116 156 + 0,020 482	- 0,009 710 + 0,029 536 - 0,121 440 + 0,040 279 + 0,113 309 - 0,032 129	- 0,022 960 - 0,004 377 + 0,015 640 - 0,093 146 + 0,124 256 + 0,025 294	+ 0,116 369 + 0,016 212 + 0,171 960 + 0,044 355 + 0,066 119 - 0,215 222	+ 1,633 560 + 0,436 889 - 0,171 960 + 0,044 355 + 0,066 119 + 1,212 658	+ 0,216 145 + 0,004 508 + 0,653 268 + 0,433 281 + 0,907 551 + 0,115 880	+ 1,164 729 + 0,111 772 + 0,234 570 + 0,876 757 + 0,706 367 + 0,898 611	+ 1,548 597 + 1,062 491 + 0,253 276 + 0,280 148 - 0,101 073 + 0,868 236	- 0,125 364 + 0,418 682 + 0,910 431 + 1,434 342 + 0,579 417 - 0,357 734	+ 0,624 941 + 0,949 974 + 0,783 071 + 1,059 374 + 0,220 677 + 0,098 312
- 1,294 113	- 0,284 110 - 1,236 849	- 0,009 239 - 0,364 684 - 1,534 877	+ 0,067 958 + 0,007 043 - 0,294 356 - 1,314 998	+ 0,013 203 + 0,089 846 + 0,049 723 - 0,292 778 - 1,316 306	- 0,241 568 + 0,056 262 + 0,103 757 - 0,016 470 - 0,373 592 - 1,323 072	- 1,558 956 - 2,655 026 + 1,971 592 + 1,539 755 + 2,944 375 + 1,801 314	- 0,897 771 + 1,541 539 + 2,844 965 + 1,436 611 + 1,506 876 + 2,833 811	- 2,234 385 + 0,805 609 + 1,097 728 + 2,654 847 + 1,132 819 + 1,052 262	+ 1,237 451 + 1,711 008 + 3,553 888 - 1,305 234 + 1,535 921 + 2,432 134	+ 1,615 829 + 2,491 579 + 1,470 480 - 1,458 458 + 2,712 213 + 1,950 827	+ 2,443 017 + 0,983 770 - 1,400 205 - 2,445 582 + 1,284 148 + 0,258 801
						- 108,614 670	- 5,219 004 - 117,820 199	- 78,798 469 + 23,902 446 - 12,329 569 - 127,333 155	- 69,577 986 + 23,902 446 - 8,802 969 - 13,362 189 - 107,733 719	+ 40,292 888 - 68,962 043 + 86,369 142 - 86,231 115 - 121,447 656	+ 3,445 636 - 17,329 370 + 12,050 860 + 86,369 142 - 86,231 115 - 121,447 656

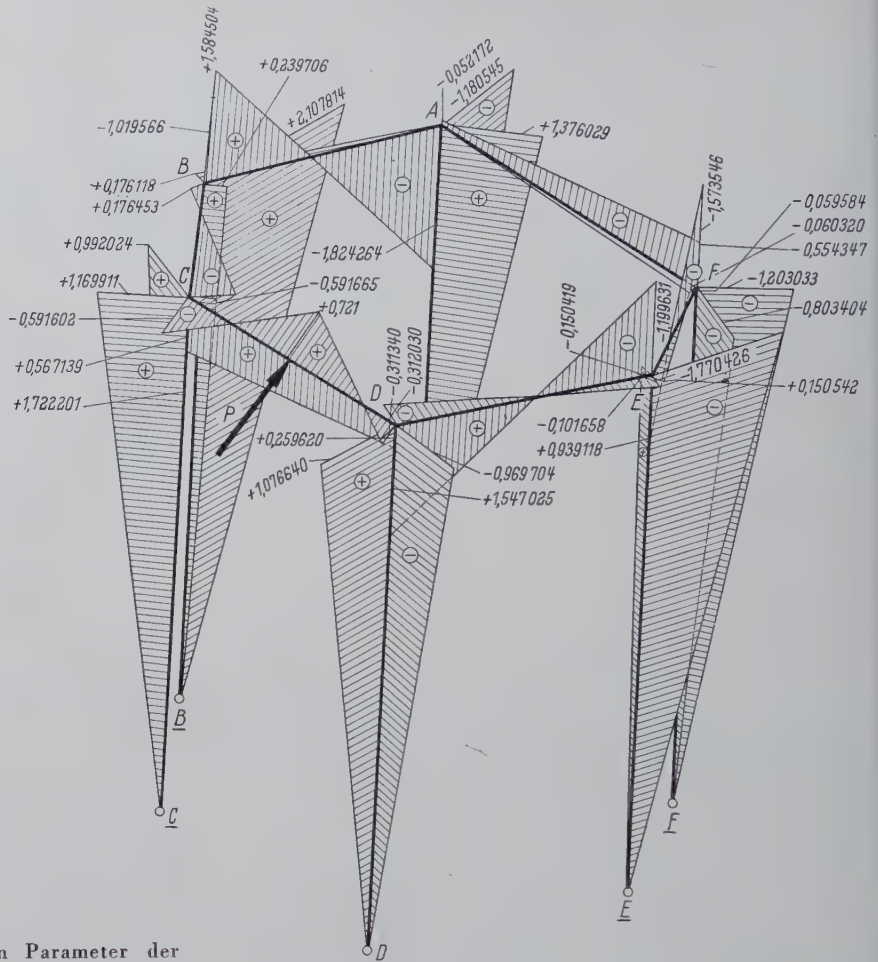


Bild 9. Die Biegemomentenfläche M^x, M^y für die Last $P = 1 \text{ t}$

$q_A^v = +1,763\ 471,$	$q_A^r = +0,437\ 938,$
$q_B^v = +1,434\ 439,$	$q_B^r = +0,607\ 858,$
$q_C^v = +2,057\ 258,$	$q_C^r = +0,028\ 051,$
$q_D^v = +1,314\ 611,$	$q_D^r = -0,269\ 130,$
$q_E^v = +1,661\ 266,$	$q_E^r = -0,412\ 486,$
$q_F^v = +1,548\ 489,$	$q_F^r = +0,138\ 954,$
$q_A^t = +1,772\ 949,$	$\zeta_A^c = -8,397\ 073,$
$q_B^t = -0,742\ 530,$	$\zeta_B^c = -73,905\ 476,$
$q_C^t = -2,806\ 080,$	$\zeta_C^c = -58,583\ 459,$
$q_D^t = -2,050\ 770,$	$\zeta_D^c = -1,851\ 440,$
$q_E^t = +0,534\ 794,$	$\zeta_E^c = +60,292\ 498,$
$q_F^t = +2,026\ 112,$	$\zeta_F^c = +52,412\ 050.$

$$\begin{array}{ll} M_A^{x(12)} = -0,052\,172\text{ tm}, & M_A^{x(7)} = +1,824\,264\text{ tm}, \\ M_A^{y(12)} = +0,012\,077\text{ tm}, & M_A^{y(7)} = -0,011\,602\text{ tm}, \\ M_A^{z(12)} = -0,001\,974\text{ tm}, & M_A^{z(7)} = +0,128\,581\text{ tm}, \\ M_A^{x(1)} = +1,180\,545\text{ tm}, & M_A^{y(1)} = +1,376\,029\text{ tm}. \end{array}$$
$$\begin{array}{ll} M_B^{x(7)} = +1,584\,504 \text{ tm}, & M_B^{x(8)} = +1,019\,566 \text{ tm}, \\ M_B^{y(7)} = -0,176\,118 \text{ tm}, & M_B^{y(8)} = +0,176\,453 \text{ tm}, \\ M_B^{z(7)} = -0,128\,581 \text{ tm}, & M_B^{z(8)} = +0,176\,042 \text{ tm}, \\ M_B^{x(2)} = -0,239\,706 \text{ tm}, & M_B^{y(2)} = +2,107\,814 \text{ tm}. \end{array}$$
$$\begin{array}{ll} M_x^{(8)} = +1,722\,201 \text{ tm}, & M_x^{(9)} = -0,567\,139 \text{ tm}, \\ M_y^{(8)} = +0,591\,665 \text{ tm}, & M_y^{(9)} = -0,591\,602 \text{ tm}, \\ M_z^{(8)} = -0,176\,042 \text{ tm}, & M_z^{(9)} = -0,046\,322 \text{ tm}, \\ M_x^{(3)} = -1,169\,911 \text{ tm}, & M_y^{(3)} = +0,992\,024 \text{ tm}. \end{array}$$
$$\begin{array}{ll} M_x^{D(9)} = +0,259\,620 \text{ tm}, & M_x^{D(10)} = -1,547\,025 \text{ tm}, \\ M_y^{D(9)} = +0,311\,340 \text{ tm}, & M_y^{D(10)} = -0,312\,030 \text{ tm}, \\ M_z^{D(9)} = +0,046\,322 \text{ tm}, & M_z^{D(10)} = -0,144\,089 \text{ tm}, \\ M_x^{D(4)} = -1,076\,640 \text{ tm}, & M_y^{D(4)} = -0,969\,704 \text{ tm}, \end{array}$$
$$\begin{array}{ll} M_E^x(10) = -1,199\,631 \text{ tm}, & M_E^x(11) = -0,939\,118 \text{ tm}, \\ M_E^y(10) = -0,150\,419 \text{ tm}, & M_E^y(11) = +0,150\,542 \text{ tm}, \\ M_E^z(10) = +0,144\,089 \text{ tm}, & M_E^z(11) = -0,161\,879 \text{ tm}, \\ M_E^{(5)} = +0,101\,658 \text{ tm}, & M_E^{(5)} = -1,770\,426 \text{ tm}. \end{array}$$
$$\begin{array}{ll} M_F^{x(11)} = -1,573\,546 \text{ tm,} & M_F^{x(12)} = +0,554\,347 \text{ tm,} \\ M_F^{y(11)} = +0,060\,320 \text{ tm,} & M_F^{y(12)} = -0,059\,584 \text{ tm,} \\ M_F^{z(11)} = +0,161\,879 \text{ tm,} & M_F^{z(12)} = +0,001\,974 \text{ tm,} \\ M_F^{x(6)} = +1,203\,033 \text{ tm,} & M_F^{y(6)} = -0,803\,404 \text{ tm.} \end{array}$$

Die vorliegenden Berechnungen für Beispiel 10.2 zeigen eine sehr fehlerempfindliche Matrix. Auf diese Eigenschaften der Matrix haben die unterschiedliche Riegelänge einen großen Einfluß. Dagegen existieren für die Riegel der ebenen Tragwerke keine Verschiebungs

komponenten der Netzgleichungen. Die Ergebnisse der zwei Beispiele beweisen, daß die Gleichgewichtsbedingungen der inneren und äußeren Kräfte des Tragwerks erfüllt sind.

1. Zusammenfassung der Ergebnisse

Beispiel 10.1 ist von Dr.-Ing. Erhard Schlechte mittels Deformationsmethode untersucht worden. Sein Belastungsfall wurde in dieser Arbeit berechnet, wobei man zu unterschiedlichen Ergebnissen kam (vgl. Tafel 3). Die Gründe hierfür sind unter 10.13 angegeben. Es ist dabei festgestellt worden, daß die Gleichungen des zyklisch-symmetrisch-räumlichen Tragwerks nur in geringem Maße fehlerempfindlich sind. Sie lassen sich im Iterationsverfahren lösen. Wenn das Tragwerk nur auf lotrechten Pfosten steht (Beispiel 10.2), so bleiben die freien Knoten des Tragwerks infolge des virtuellen Verschiebungszustands waagrecht. Dadurch verringern sich die Beiwerte Z_{KJ}^{rc} und Z_{KJ}^{tc} ($J = A, B \dots N$) der Matrix. Diese Koeffizienten entstehen aus den Komponenten des Verschiebungszustands der Pfosten; die Beiwerte Z_{KJ}^{vc} , Z_{KK}^{cc} und Z_{KJ}^{cc} sind aber von den Verschiebungskomponenten des Riegels abhängig und ihre Abänderung im Vergleich zu den ersten geringer. Demzufolge wird die Nennerdeterminante kleiner als das Produkt der Glieder der Hauptdiagonale. Dadurch wird die Fehlerfortpflanzungsmöglichkeit bei der Zahlenrechnung größer.

Die günstigsten Gleichungssysteme ergeben sich bei den nicht stark verzerrten Tragwerken, deren Riegehlängen nicht sehr verschieden sind; außerdem sollen die Pfosten des Systems schräg stehen.

Die Anregung für die vorliegende Arbeit empfang ich von meinem verehrten Lehrer, Herrn Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Klöppel, der mich außerdem mit seinen reichen Erfahrungen jederzeit durch Rat und klärende Aussprachen unterstützte.

Schrifttum

- [1] Klöppel, K.: Vorlesungen über Statik IV, Geometrisch unbestimmte Tragwerke nach dem Formänderungsgrößenverfahren.
- [2] Beyer, R.: Technische Kinematik. Berlin 1931, Springer-Verlag.
- [3] Federhofer, K.: Graphische Kinematik und Kinetostatik des starren räumlichen Systems. ZAMM 9 (1929) H. 4 S. 312/18.
- [4] Mann, L.: Theorie der Rahmenwerke auf neuer Grundlage mit Anwendungsbeispielen. Berlin 1927, Springer-Verlag.
- [5] Mann, L.: Grundlagen zu einer Theorie räumlicher Rahmentragwerke. Berlin 1939, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
- [6] Müller, R.: Theoretische Kinematik. Berlin 1932, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
- [7] Ostfeld, A.: Die Deformationsmethode. Berlin 1926, Verlag von Julius Springer.
- [8] Rudakow, A.: Berechnung räumlicher Rahmen nach der Deformationsmethode. Stahlbau 7 (1934) H. 4 S. 25/29.
- [9] Schlechte, K.: Der Verschiebungszustand räumlicher Rahmen mit zyklischer Symmetrie als Grundlage für den Spannungsnachweis. Diss. Dresden 1940.

Verschiedenes

Fachwerkbrücke mit geklebten Anschlüssen in England¹⁾

Im Zusammenhang mit der Errichtung einer Kabelbrücke über einen Kanal in der Nähe von Uxbridge, England, waren Untersuchungen durchgeführt worden, den Gleitwiderstand von geschraubten Verbindungen durch Zusatz von Harzen zu verbessern. Die Brücke bestand aus einem verzinkten Stahlfachwerk mit einer Spannweite von 29 m und einer Überhöhung von 7,6 cm im Spannweitenmitte. Es war in diesem Falle vorgeschrieben, daß sich die

gramm (Bild 1) gibt die Last-Verschiebungs-Kurven von verschiedenen zum Vergleich hergestellter einschnittig beanspruchter Zugproben wieder, und zwar:

Kurve 1: Proben, die mit epoxyd polyamiden kalthärtenden Harzmischungen und verzinkten Schrauben mit einem Anzugsmoment von je 5,5 mkg hergestellt waren.

Kurve 2: Proben ohne Kleber mit abgedrehten Paßschrauben in gebohrten Löchern mit einem Spiel von 0,01" bis 0,02" und ebenfalls einem Anzugsmoment von je 5,5 mkg.

Kurve 3: Proben ohne Kleber mit hochfesten rohen Schrauben und einem Anzugsmoment von je 20,8 mkg.

Kurve 4: Proben ohne Kleber mit normalen verzinkten Schrauben und einem Anzugsmoment von je 13,8 mkg.

Kurve 5: Proben wie unter 4. und einem Anzugsmoment von je 5,5 mkg.

Aus dem Kurvenverlauf ist der günstige Einfluß des Klebers sofort erkennbar. Die beobachteten Verschiebungen waren kleiner als bei den Proben mit abgedrehten Schrauben. Es ist interessant, festzuhalten, daß obgleich bei den hier beschriebenen Versuchen das Harz in dem Lastbereich von 1,8—3,4 t gebrochen zu sein schien, wie durch die Umlenkung in der Last-Verschiebungs-Kurve 1 angezeigt wird, doch das Gleiten noch gering blieb und eine ausgeprägte Zunahme der Verschiebung ohne weitere Lastaufnahme nicht auftrat. Der Verfasser vermerkt, daß diese Erscheinung ihre Ursache in dem Ausfüllen des Spielraumes mit Harz hat, wodurch die Schrauben fest ansitzen und wie Paßschrauben wirken.

Die bei den Versuchen festgestellten Verbesserungen durch Hinzufügen von Harz (es wurden auch Proben der gleichen Art auf ihr Verhalten bei Biegung über Hochkant untersucht) wurden als ausreichend erachtet, um die Anwendung auf die erwähnte Brücke zu rechtfertigen. Die Flächen, die durch die Schrauben an den

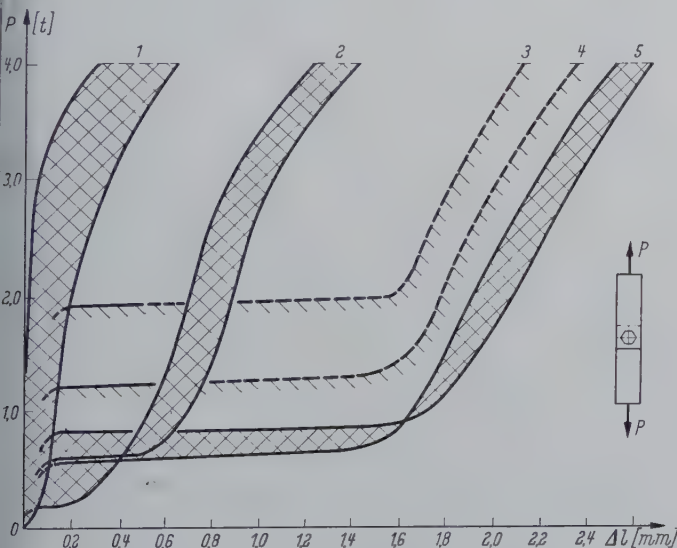


Bild 1. Last-Verschiebungs-Kurven für einschnittig beanspruchte überlappte Schraubenverbindungen

Brücke nicht unter Eigengewicht oder Verkehrslast, etwa durch Gleiten in den Schraubenlöchern, bleibend verformt. Die Schrauben waren ebenfalls verzinkt.

Wie Voruntersuchungen an überlappten Verbindungen aus verzinktem Flachstahl mit den Abmessungen $57 \times 6,3$ mm und gestanzten Schraubenlöchern mit $\frac{11''}{16} = 17,5$ mm

Durchmesser und $\frac{5''}{8}$ -Schrauben ($\phi 15,8$ mm)

ergaben, konnte der Schlupf bei Beanspruchung auf Zug durch Überstreichen um 2" überlappten Flächen und Ausfüllen des Spielraumes der Schrauben in den Löchern mit kalthärtenden Harzen wesentlich vermindert werden. Das Dia-



Bild 2. Die montierte Brücke

¹⁾ Nach Ritchie, J.: Improvements in Bolted Joint Efficiency by the Addition of a Cold-Setting Resin Mixture. The Structural Engineer Vol. XXXVII, Nr. 6, Juni 1959, S. 175/77.

Knotenpunkten zusammengepreßt wurden, waren vor dem Zusammenbau der Brücke, mit den kalthärtenden Harzmischungen versehen worden, desgleichen wurden auch die Schraubenlöcher mit Harz vollgestrichen, um auf jeden Fall sicherzustellen, daß der Zwischenraum zwischen Schraube und Schraubenloch auch voll ausgefüllt war. Die fertig montierte Brücke wurde dann über den Kanal gefahren und auf den Stützen abgesetzt. Zum Zeitpunkt des Berichtes war die Brücke 18 Monate in Betrieb und zeigte keinerlei bleibende Verformungen. Über die für die Anschlußberechnung in Rechnung gestellte Mitwirkung der Klebschicht und die in diesem Falle gewählte Gleitsicherheit werden leider keine Angaben gemacht.

G. L a c h e r

Bücherschau

Sattler, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen; — Spannbeton, Stahlträger in Verbund mit Beton. Zweite, neubearbeitete und erweiterte Auflage, 8° in 2 Bdn. Berlin 1959, Verlag W. Ernst & Sohn, geb. DM 98,—, geh. DM 90,—.

Band 1: „Theorie“, 280 S. mit 143 Bildern und mit 17 Tafeln und tabulierten Funktionen.

Band 2: „Zahlenbeispiele“, 241 S. mit 85 Bildern und 90 Tafeln.

In der ersten Auflage hatte der Verfasser vorwiegend die Theorie für Stahlträger in Verbund mit Betonplatten, d. h. die Verbundkonstruktionen im engeren Sinne, behandelt.

Die nunmehr vorliegende zweite Auflage ist demgegenüber als Neuerscheinung zu werten. Es werden hier alle praktisch auftretenden Möglichkeiten einer gemeinsamen Tragwirkung von Stahl und Beton behandelt, so daß die Verbundkonstruktion begrifflich ganz allgemein aufgefaßt wird. Dabei hat der Verfasser sich bemüht, durch klare Gliederung und systematisch aufgebaute Rechenformeln Berechnungsverfahren zur Verfügung zu stellen, die den Bedürfnissen der mit praktischen Entwurfsarbeiten befaßten Ingenieure genügen. Gegenüber der ersten Auflage ist daher die Wiedergabe der allgemeinen Theorie auf das für die Herleitung der Formeln nötige Maß eingeschränkt. Es werden die verschiedenen Arten von Verbundquerschnitten erschöpfend behandelt, Beton mit schlaffer und mit vorgespannter (Spannstahl-) Bewehrung, sowie beide gemeinsam auftretend, sowohl unter Vernachlässigung wie auch mit Berücksichtigung der Eigenträgheitsmomente der Bewehrung; ferner Stahlvollwandträger in Verbund mit schlaff bewehrter Betonplatte sowie mit Spannbewehrung, außerdem Stahl-fachwerk-Verbundträger. Dabei werden Lösungen für die verschiedenen Lastfälle unter Annahme eines konstanten wie auch mit der Zeit veränderlichen E -Moduls für Beton angegeben, desgleichen für die Auswirkungen des Schwindens und Kriechens im Beton auf die Querschnitte wie auch auf die Tragsysteme.

Die vom Verfasser entwickelten und mitgeteilten Näherungsverfahren sind darauf abgestellt, daß nur Ungenauigkeiten oder Abweichungen bis zu 2% auftreten können. Aus diesem Grunde werden die Verfahren nach dem Verhältnis der Eigensteifigkeit von Beton- zu Stahlträger-Querschnitt unterteilt.

Im zweiten Band wird an zahlreichen Zahlenbeispielen die Handhabung der Berechnungsverfahren erläutert, was das Einarbeiten wesentlich erleichtert.

Durch die Behandlung der Verbundkonstruktionen allgemein werden sowohl die im Stahlbau wie im Massivbau tätigen Kreise angesprochen. Auch für die Studierenden dürfte das Buch zur Einführung in die besondere Problematik der Verbundkonstruktionen von Wert sein.

W. K l i n g e n b e r g

Epoche Atom und Automation, Enzyklopädie des technischen Jahrhunderts. Format 26 × 29 cm, 10 Bände, Leinen, Frankfurt/Main, 1958, Verlag Wilhelm Limpert. Gesamtpreis DM 275,—.

Von dem hervorragend bebilderten und gut ausgestatteten Werk sind im Jahre 1958 die ersten vier Bände erschienen. In unterhaltend und spannend geschriebenen Beiträgen zahlreicher bekannter in- und ausländischer Wissenschaftler finden wir in enzyklopädischer Form das Bild unseres technischen Jahrhunderts niedergelegt.

Band 1 Wissenschaft und Universum

Der erste Teil von Band 1 (143 Seiten) enthält eine allgemeine Darstellung der modernen wissenschaftlichen Forschung, ihrer

Organisationsformen und ihrer Arbeitsweisen in den verschiedenen Ländern der Welt, sowie ihrer Arbeitsstätten. Zwei Beiträge über Mathematik und Statistik kennzeichnen die besondere Bedeutung dieser Disziplinen. Im zweiten Teil wird aus den vielfältigen direkt oder indirekt wahrnehmbaren Erscheinungsformen der Natur unser heutiges Bild des Universums behandelt, das von Relativitätstheorie, Unschärferelation und Wahrscheinlichkeit bestimmt ist. Im dritten Teil ist die Geschichte von Naturwissenschaft und Technik in Form einer historischen Übersicht tabellenartig dargestellt. Einige Druckfehlerberichtigungen werden in Band 2 mitgeteilt.

Band 2—4 Kernenergie

Die Beiträge dieser Bände wurden zusammengestellt unter der Protektion von Nobelpreisträger Joliot-Curie. Band 2 bringt eine Geschichte des Atoms und die Nachweismethoden der Kernphysik. Band 3 enthält die Abschnitte langsame und schnelle Spaltung (Reaktoren und Bomben) und Fusion. Dabei sind die Grundtypen der Kernreaktoren, ihre Wirkungsweise und ihre verschiedenen Kombinationen und der nukleare Antrieb übersichtlich zusammengestellt und durch Skizzen und Tabellen erläutert. Theorie und Praxis von Kernspaltung und Verschmelzung kommen ausführlich zur Darstellung. Den Zusammenhängen der Astrophysik und der Kernphysik sowie der kosmischen Strahlung sind gleichfalls Beiträge gewidmet. Band 4 behandelt die Anwendungsmöglichkeiten radioaktiver Elemente, sei es als Strahlungsquellen, als Indikatoren oder zur Altersbestimmung. Der Einfluß der neuesten Erkenntnisse aus der Atomphysik und ihrer Begleiterscheinungen auf Chemie, Meteorologie, Medizin, Biologie und Genetik wird dem Leser in besonderen Kapiteln nahegebracht.

Das ausgesprochen weitreichende Werk erscheint gut geeignet auf immer häufiger heute auch im Alltag der technischen Produktion auftretende Fragen der modernen Physik befriedigend zu beantworten, wobei das in Band 10 in Aussicht gestellte Stichwortverzeichnis die Orientierung in dem überaus großen Wissensgebiet sehr erleichtern wird.

K. M e i e r

Hirschfeld, K.: Baustatik, Theorie und Beispiele, 823 Seiten und 38 Hilfstafeln. Gr. 8°. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1956. Springer-Verlag. Ganzleinen geb. DM 76,50.

Das Lehrbuch „Baustatik“, Theorie und Beispiele, ist eine systematisch geordnete und überaus geschickte Zusammenstellung aller theoretischen Grundlagen, Betrachtungsmethoden und Berechnungsverfahren, die heute als bleibender Bestand der „klassischen Baustatik“ anzusehen sind. Trotz der wohlüberlegten Beschränkung bei der Auswahl des Lehrstoffes vermittelt das Lehrbuch doch den Eindruck einer zusammenhängenden und lückenlosen Darstellung aller wesentlichen statischen Erkenntnisse und Untersuchungsmethoden. Die Übersichtlichkeit, Konsequenz und Einfachheit bei der Wahl der Bezeichnungen sind ebenfalls geeignet, das Studium des Buches wesentlich zu erleichtern.

Besonders wertvoll sind dabei die vielen instruktiven und ausführlich durchgerechneten Zahlenbeispiele sowie die damit verbundenen Richtlinien für die Wahl des jeweils zweckmäßigsten Berechnungsverfahrens. Die aufgenommenen zahlreichen Hilfstafeln tragen ebenfalls dazu bei, das Lehrbuch zu einem selbständigen und in sich geschlossenen Standardwerk zu machen.

Das vorliegende Werk als Niederschlag der Lehrerfahrung eines hervorragenden Hochschullehrers kann für Studierende und in der Praxis tätige Ingenieure nur bestens empfohlen werden.

B. F r i t z

Hinweis der Schriftleitung

Wir möchten auf ein Werk von Dr. Günther Reichardt „Sowjetische Literatur zur Naturwissenschaft und Technik, bibliographischer Wegweiser“, Wiesbaden 1959, Franz Steiner Verlag GmbH, besonders aufmerksam machen, das kürzlich innerhalb der Veröffentlichungen der Deutschen Forschungsgemeinschaft in zweiter Auflage erschienen ist.

Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. Konrad Sattler

Theorie der Verbundkonstruktionen

**Spannbeton
Stahlträger in Verbund mit Beton**

Zweite, neubearbeitete
und wesentlich erweiterte Auflage

Band 1: Theorie Band 2: Zahlenbeispiele

Großoktav, Band 1 und 2 zusammen XXIV, 521 Seiten,
mit 228 Bildern, 107 Tafeln und tabulierten Funktionen.

Geheftet DM 90,— Ganzleinen DM 98,—

Das Werk erschien in 2 Bänden.
Abgabe erfolgt nur geschlossen.

**VERLAG VON
WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN**

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

Die Tragfähigkeit metallischer Baukörper in Bautechnik u. Maschinenbau

Eine Übersicht über die Fragen der Tragfähigkeits-
lehre und -forschung bei Stahl und Leichtmetall

Von Dr.-Ing. KARL HELMUT RÜHL

VIII, 184 Seiten, 143 Bilder, davon 23 Kurventafeln,
umfangreiche Zahlenangaben, Sach- und Namen-
verzeichnis

Gr. 8°. Geheftet DM 24,— Ganzleinen DM 27,—

Der Ingenieur, ob Wissenschaftler, Konstrukteur, Statiker oder Werkstoffprüfer, der sich über diese und die damit zusammenhängenden Fragen des Spannungsabbaues, der Versprödung, der Dauerfestigkeit unterrichten will, steht heute vor einer erschreckenden Vielfalt von Untersuchungen. Sie sind in Veröffentlichungen, Zeitschriften, älteren und neueren Werken verstreut, sie scheinen sich in vielen Fällen zu widersprechen und sind in anderen nur schwer verständlich. Im vorliegenden Werk werden die Arbeiten und Überlegungen sowie die Versuchsergebnisse zusammengefaßt.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung



Mehrfeldrahmen

Fertige Formeln für Durchlaufrahmen
Hallen- und Stockwerkrahmen, sowie
Zahlentafeln für Sonderformen

1. Band: Beliebige vielfeldrige, ein- und zweigeschossige,
unverschiebbliche und elastisch verschiebbliche,
elastisch drehbar eingespannte Durchlaufrahmen

7., neu bearbeitete und bedeutend erweiterte Auflage des
Werkes „Kleinlogel: Mehrstielige Rahmen“, in 3 Bänden
90 Rahmenformen mit 192 allgemeinen und 103 Sonder-
Belastungsfällen, mit 2 Zahlenbeispielen und insgesamt
450 Bildern, Gr.-8°, XXXII, 460 Seiten.

Geheftet DM 64,—, Ganzleinen DM 68,—

Band 2 erscheint voraussichtlich 1960 und Band 3 1961.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

WÄLZLAGER IN EISENBAHNWAGEN UND DAMPFLOKOMOTIVEN

50 Jahre Entwicklung
bei der Deutschen Bundesbahn
und ihren Vorgängern

Von Techn. Bundesbahn-Oberinspektor a. D.
ALFRED ILLMANN

und Techn. Bundesbahnamtman
HANS KURT OBST

VIII, 184 S., mit 177 Bildern und 11 Zahlentafeln.
DIN A 5. Brosch. DM 15,—. Leinen DM 18,—

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

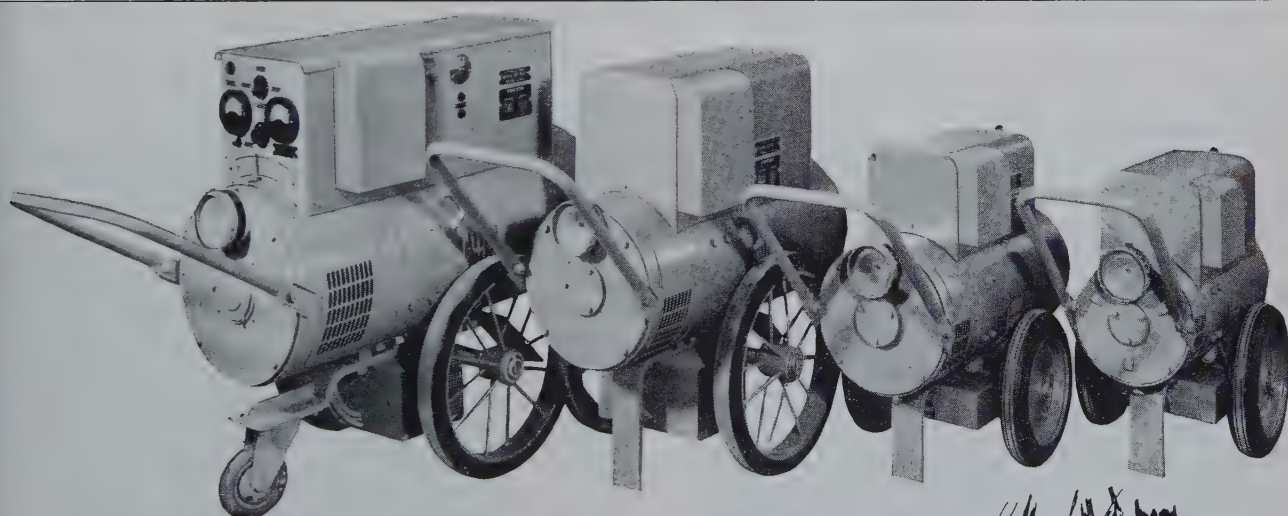
Zu beziehen durch jede Buchhandlung



AUG. KLÖNNE DORTMUND

AUTOMATENSCHWEISSUNG

fortschrittlich durch
im Stahl- und Behälterbau



Im harten Einsatz bewährt!

BROWN-BOVERI-Schweißumformer der Typen GSMr 250, 375 und 500 sind auf vielen Arbeitsplätzen erprobt und werden jetzt durch den Schweißumformer GSMr 750 (links im Bild) ergänzt.

BBC-Schweißumformer können mit Fernregelung ausgestattet werden, wodurch das Arbeiten an schwierigen Baustellen bequemer und sicherer wird.

Wir helfen Ihnen gern bei der Lösung Ihrer Schweißprobleme; schreiben Sie uns bitte.



BBC

BROWN, BOVERI & CIE. AG., MANNHEIM



m Metallogen
GESELLSCHAFT FÜR SCHWEISSRECHEN
UND WERKSTOFFSCHUTZ M. B. H.
WATERSCHIEDEN

Ein Triumph!

UM 46V
Eine ideale
Metallogen
ELEKTRODE
für die
Abwärtsschweißung

Zugelassen von der Deutschen Bundesbahn für die Güteklassen E 34 z, E 37 z, E 52 z, einschließlich Stehbolzen, sowie für den Brückenbau als E 37 zB u. E 52 zB.

Metallogen ELEKTRODEN
Einmal erprobt immer geliebt!

Wir suchen in verschiedenen Bezirken weitere Fachvertreter und Wiederverkäufer zu günstigen Bedingungen. Anfragen erbitten wir direkt an uns.

Nur rechtzeitige

Abonnements - Erneuerung

kann dazu beitragen, daß Ihnen Ihre unentbehrliche Fachzeitschrift ohne Unterbrechung weitergeliefert wird.

Bestellen Sie deshalb bitte umgehend
DER STAHLBAU bei Ihrem bisherigen Lieferanten:

Buchhändler oder Postzusteller

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

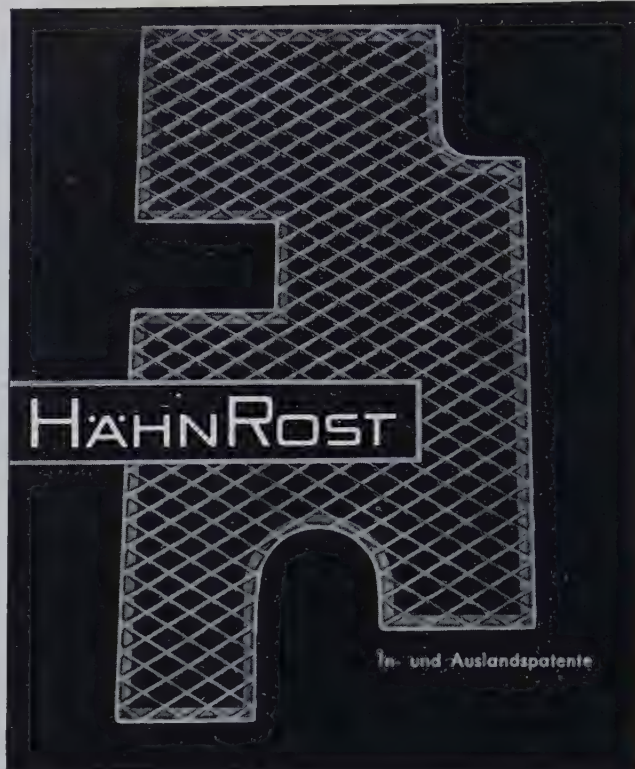
DER STAHLBAU

wird gebunden zu einem leicht übersichtlichen Nachschlagewerk

Einbanddecken

für den Jahrgang 1958 und für frühere Jahrgänge lieferbar

Ganzleinen **DM 3,50** zuzügl. Porto



HAHNROST

In- und Auslandspatente

**Zweieinhalb Millionen
Quadratmeter
legen Zeugnis ab für die
überlegene Qualität**



Seit **HAHN** 1875

WILH. HÄHN

SPEZIALFABRIK FÜR DIAGONAL-GITTERROSTE
FERNDORF, KRS. SIEGEN

Telegramme: Diagonalhähn • Ruf: Sa.-Nr. Kreuztal 2117 • Fernschreiber-Nr. 087799

Bitte fordern Sie Angebot



Bewährtes empfiehlt sich weiter:
TEGO-Bleimennige, hochdispers
FERTEGOL-Eisenglimmerdeckfarbe

 **TH. GOLDSCHMIDT A.-G. ESSEN**
Abteilung Rostschutzfarben · Postfach 17 · Tel. 21231



INERTOL

STAHL BRAUCHT SCHUTZ

Witterungseinflüsse und aggressive Industrie-Atmosphäre bedrohen Ihr Eigentum.
Durch unsere vielfältig bewährten

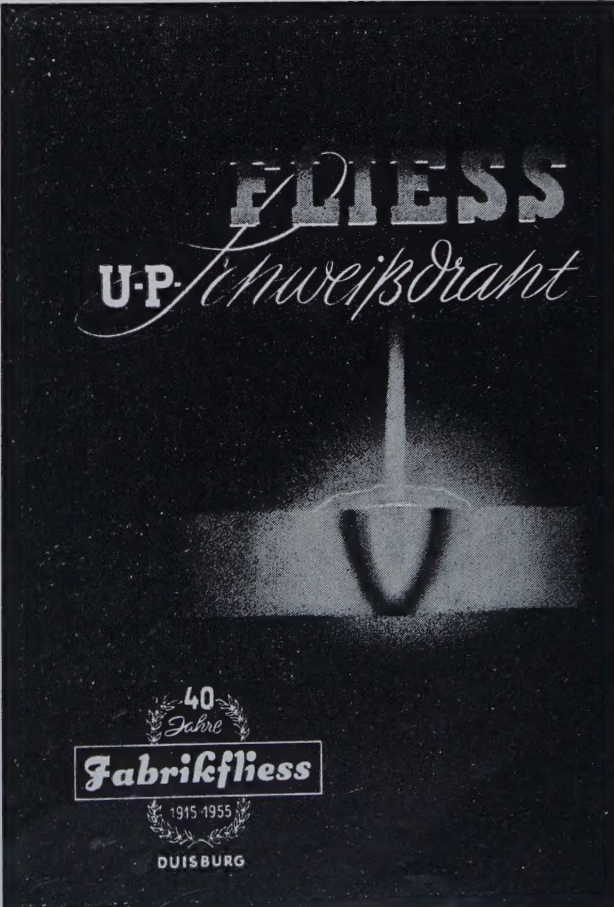
SCHUTZANSTRICHE

konservieren Sie Ihre Betriebsanlagen dauerhaft und zuverlässig.
Unsere reichen Erfahrungen sind Ihr Vorteil.

Lassen Sie sich unverbindlich beraten

LECHLER
BAUTENSCHUTZCHEMIE

FIRMA PAUL LECHLER
STUTTART UND
GELSENKIRCHEN/BUER



FLIESS
U-P. Schweißdraht

40 Jahre
Fabrikfliess
1915 1955
DUISBURG

STELLENANGEBOTE

Steinmüller*sucht einige***STAHLBAU-STATIKER**

für Stahlhochbau und Stahlindustrialbau mit Erfahrung auf sämtlichen Gebieten des modernen Stahlbaus.

Bewerbungen mit üblichen Unterlagen, Gehaltsforderung, Referenzen und Angabe des frühesten Eintrittstermines an die Personalabteilung erbeten.

**L. & C. STEINMÜLLER GMBH**
RÖHRENDAMPFKESSEL- UND MASCHINENFABRIK
GUMMERSBACH

Für unsere Abteilung Stahlwasserbau einschl. der Rohrabschlußorgane sowie der zugehörigen Antriebe und Hebezeuge suchen wir einen befähigten

**Hochschul-
oder Fachschul-Ingenieur**

in verantwortungsvolle und entwicklungsfähige Stellung.

Verlangt werden gute statische und hydraulische Kenntnisse sowie mehrjährige Konstruktionserfahrung.

Angebote mit Lichtbild, handgeschriebenem Lebenslauf und Zeugnisabschriften erbeten an

J. M. VOITH G. M. B. H.

Maschinenfabrik

(14a) Heidenheim (Brenz)

Statiker

für

Stahl-, Hoch- und Brückenbau

Jüngere Statiker (Dipl.-Ing.) von Stahlbauanstalt des Rhein-Main-Gebietes für interessante und vielseitige Aufgaben auf dem Gebiet der Projektierung, Entwicklung und Ausführung gesucht.

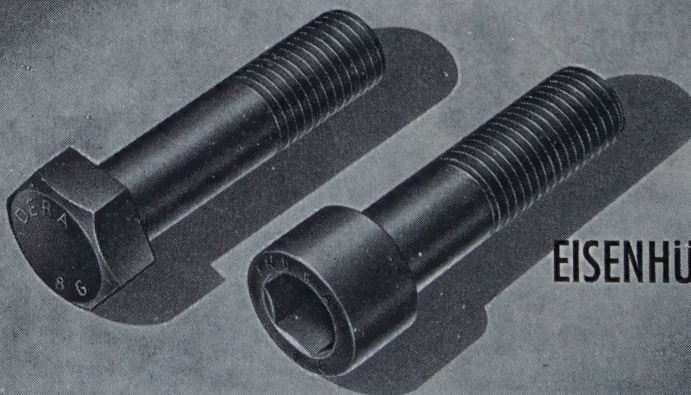
Bewerbungen mit Zeugnisabschriften, handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Gehaltsanspruch und Eintrittstermin erbeten unter Kennwort „Statiker“ an

Tersona Anzeigen-Agentur, Kronberg (Taunus), Schließfach

Wir bitten um freundliche Beachtung einer Beilage der Firma

**ARTEWEK, Handelsgesellschaft für Berg- und Hütten-
erzeugnisse, Köln**

in unserer Inlandsauflage.

DERA 5 D
8 G
10 K
12 K
INDRA 8 G
10 K**DÜSSELDORFER
EISENHÜTTENGESELLSCHAFT**RATINGEN
BEI
DÜSSELDORF

FISTA
ELASTIC- liefert:

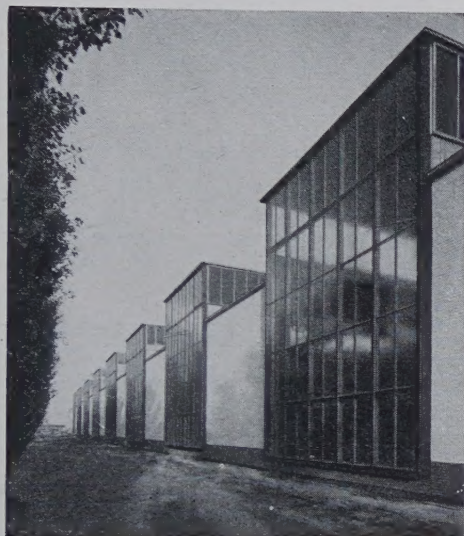


PLASTIC Markisen
(GESCHÜTZTE AUSFÜHRUNG)

Balkon- u. Terrassenmarkisen
Strassenmarkisen
Balkonschürzen
Starrdach-Markisen

*farbecht
schmutzabweisend
fäulnisfrei
transparent*

FISTA-ELASTIC DÜSSELDORF 10
RUF 33 58 33



Kittlose Glasdächer
Oberlichtanlagen und Wandverglasungen
Entlüftungsanlagen
Stahlfenster für Industrie-, Verwaltungs- und Wohnbauten



„Moenus-Ankerschienen“
für Beton- und Stahlkonstruktionen
zur Befestigung aller Inneneinrichtungen
ohne Stemmarbeiten

GLASDACHFABRIK CLAUS MEYN KG.
Frankfurt a. Main-Ost • Tel. Sa.-Nr. 444 51 • FS. 041 — 2494



überall

wo Fragen der Elektro-
Schweißtechnik auftauchen,
steht

ARCO

mit fachmännischer Beratung –
gestützt auf langjährige Erfahrung –
zur Verfügung.

Unser umfangreiches
Produktionsprogramm erfüllt
auch Ihre Anforderungen.



ARCO

Gesellschaft für Schweißtechnik m. b. H.
Aachen, Jülicher Straße 122-134
Tel.: Sa.-Nr. 3 48 41 u. 219 41
FS.: 8/32701



Abdeckroste
stabil
trittsicher

STEINHAUS

GMBH • MULHEIM (RUHR) • SPELDORF

ROSTSCHUTZFARBENFABRIK

HEINRICH WIEMER

DUISBURG • KAISERSWERTHER STRASSE 18 • POSTFACH 604



Qualitäts-

Rostschutzfarben

nach den

Vorschriften der

Deutschen Bundesbahn



Schweißer wissen warum . . .

Für Schweißarbeiten jeder Art
liefert die WESTFÄLISCHE UNION
zuverlässige und wirtschaftliche Schweißzusatzwerkstoffe.
Die praktische Erfahrung von Jahrzehnten
und die Erkenntnisse aus der Arbeit
unserer vorbildlichen Forschungsanstalt begründen
die Qualität der PHOENIX-UNION Elektroden
und ihre führende Stellung auf dem deutschen Markt.

Die WESTFÄLISCHE UNION
ist der größte Elektrodenhersteller der Bundesrepublik.

Phoenix-Union

W+U